

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

**ТЕКСТИ ЛЕКЦІЙ
З ДИСЦИПЛІНИ**

АРХІТЕКТУРА ТА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ

*(для студентів 3 курсу денної та заочної форм навчання за
напрямом підготовки 6.060103 – Гідротехніка (водні ресурси))*

ХАРКІВ – ХНУМГ – 2013

Тексти лекцій з дисципліни «Архітектура та будівельні конструкції»
(для студентів 3 курсу денної та заочної форм навчання за напрямом підготовки 6.060103 – Гідротехніка (водні ресурси) / О. М. Пустовойтова, О. М. Шаповалов, К. О. Рапіна, Г. М. Сіроменко; Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова – Х.: ХНУМГ, 2013. – 64 с.

Автори: О. М. Пустовойтова
 О. М. Шаповалов
 К. О. Рапіна
 Г. М. Сіроменко

Рецензент: доц., к.т.н. С. М. Золотов

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 1 від 30 серпня 2012 р.

© Пустовойтова О.М., Шаповалов О.М.,
Рапіна К.О., Сіроменко Г.М.,
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2013

ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
Р О З Д І Л 1. ОСНОВНІ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ, АРМАТУРНОЇ СТАЛІ, ЗАЛІЗОБЕТОНУ	6
1.1. Бетон і його основні властивості	6
1.2. Міцнісні й деформативні характеристики бетонів	7
1.3. Арматура та її основні властивості	10
1.4. Застосування арматури в конструкціях	14
1.5. Залізобетон і його різновиди.....	16
1.6. Зчеплення арматури з бетоном	18
Р О З Д І Л 2. ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	19
2.1. Три стадії напруженого стану залізобетонних елементів при згині.....	19
2.2. Існуючі методи розрахунку залізобетонних конструкцій.....	21
2.3. Метод розрахунку за граничними станами	23
Р О З Д І Л 3. ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ.....	26
3.1. Розрахунок міцності за нормальними перерізами	28
3.1.1. Елементи прямокутного профілю	29
3.1.2. Елементи таврового профілю	32
3.2. Розрахунок міцності за похилими перерізами	34
3.3. Конструктивні особливості елементів, що згинаються.....	36
Р О З Д І Л 4. СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ.....	38
4.1. Розрахунок умовно центрально стиснутих елементів.....	38
4.2. Конструктивні особливості стиснутих елементів.....	39
Р О З Д І Л 5. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ	41
5.1. Коротка історія розвитку металевих конструкцій. Номенклатура та область застосування металевих конструкцій. Основні властивості та робота матеріалів, що застосовуються у будівельних металевих конструкціях. Сталі, робота сталі під навантаженням	41
5.2. Основи розрахунку металевих конструкцій. Основні положення розрахунку. Нормативні та розрахункові опори сталі	44
5.3. Метод розрахунку за граничним станом: розтягнутих, стиснутих та згинальних елементів.....	46
5.4. Зварні з'єднання. Види зварки та їх характеристика. Види зварних з'єднань, класифікація швів та їх характеристика. Болтові з'єднання (заклепочні) та їх конструювання.....	50
5.5. Балочні конструкції-загальна характеристика. Розрахунок та конструювання центрально стиснутих колон. Компонівка конструкцій ферм, область застосування	57
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	63

ВСТУП

Залізобетонні конструкції є одними з найпоширеніших конструкцій у всіх галузях будівництва. Їх застосовують у промисловій, цивільній, сільськогосподарській, транспортній та інших областях будівництва. Із залізобетонних конструкцій зводять заводи й житлові будинки, лікарні й школи, мости й тунелі, гідроелектростанції й атомні реактори, іригаційні системи і греблі, стадіони і манежі, надшахтні споруди і кріплення підземних виробок, метрополітени, стартові майданчики для запуску космічних ракет й аеродромні покриття. На сьогодні важко назвати ту галузь будівництва, де б не знайшов застосування залізобетон. Залізобетонні конструкції також використовують у машинобудуванні (опорні станини металорізальних верстатів), у суднобудуванні (вантажоперевізні баржі), ракетобудуванні (елементи космічних кораблів), медицині (армовані модифіковані елементи хребта) та інших областях.

Таке широке розповсюдження залізобетон одержав унаслідок багатьох його позитивних властивостей: довговічності, вогнестійкості, опору корозійним впливам, високому опору статичним і динамічним навантаженням, малих експлуатаційних витрат на утримання будинків і споруд, відносної дешевизни виготовлення. Наявність розповсюдженого великого і дрібного заповнювача, що йде на виготовлення залізобетону, робить його застосовним у всіх куточках земної кулі і навіть за її межами.

Виникнення і розвиток будівельних конструкцій, у тому числі залізобетонних, нерозривно пов'язано з умовами матеріального життя суспільства, розвитком продуктивних сил. Поява залізобетону збігається з періодом прискореного розвитку промисловості, транспорту й торгівлі в другій половині XIX ст. Період виникнення залізобетону (1850-1885 рр.) характеризується появою перших конструкцій з армованого бетону у Франції (Ламбо, 1850 р.; Куанье, 1854; садівник Монье, 1867-1880 рр.), Англії (Уїлкінсон, 1854 р.), США (Гіатт, 1855-1877 рр.).

У Росії розвиток залізобетону пов'язаний з ім'ям професора М.О.Белелюбського, який у 1888-1891 рр. зробив публічні випробування натурних залізобетонних конструкцій (плит, склепінь, труб, мостів і т.п.). Перші залізобетонні конструкції стін будинків були використані в 1879 р. Д.Ф.Жарінцевим у м.Батумі (Грузія).

В Україні залізобетонні конструкції починають розвиватися з 1900 р. У 1904 р. в м. Миколаєві в морському порту був побудований унікальний залізобетонний маяк висотою 40,2 м. На початку XX ст. у всьому світі йде бурхливе освоєння нового будівельного матеріалу. Провідну роль в цьому освоєнні відіграють Франція, Німеччина, Росія, Україна.

Перші технічні умови на залізобетонні конструкції були видані в Росії в 1908 р.; а в 1913 р. на об'єктах України і Росії вже було використано 3,5 млн. м³ бетону й залізобетону.

Основною розрахунковою базою тоді був метод пружних рішень для залізобетонних конструкцій. Однак у 1905 р. професор А.Ф.Лолейт обґрунтував необхідність розрахунку залізобетонних конструкцій за стадією миттєвої рівноваги, тобто за стадією руйнування.

Поряд з провідними науковими центрами СНД, такими як Москва, Київ, Санкт-Петербург, Мінськ м. Харків стає одним з головних міст у розвитку теорії і практики використання залізобетону як нового будівельного матеріалу. У 1928 р. в Харкові споруджується унікальний будинок із залізобетону Держпром, у будинку Головоштамту (1934 р.) використовуються перші залізобетонні циліндричні оболонки, працюють спеціальні науково-дослідні інститути і цільові лабораторії. Разом з Московськими і Ленінградськими учбовими та науково-дослідними інститутами в Харкові формується новий у світовій практиці теоретичний напрямок з розрахунку залізобетонних конструкцій.

У 1934 р. в Харкові проходить III конференція із залізобетону, що приймає пропозицію А.Ф.Лолейта про розрахунок залізобетонних конструкцій за руйнівними зусиллями. Праці Я.В.Столярова, В.І.Мурашева, П.Л.Пастернака, В.В.Михайлова, О.Я.Берга, О.О.Гвоздьова, С.В.Александровського, С.Ю.Фрайфельда, І.І.Улицького, В.М.Бондаренка, М.І.Карпенка [1-4] та багатьох інших відіграли величезну роль у становленні сучасної теорії розрахунку залізобетонних конструкцій.

Слід відзначити дуже продуктивну роботу в сучасному напрямку теорії і практики застосування залізобетонних конструкцій таких вчених, як А.Я.Барашиков, В.М.Бондаренко, О.В.Забєгаєв, О.С.Залєсов, М.І.Карпенко, Ф.Е.Клименко, О.І.Кричевський, Я.Д.Лівшиць, О.Е.Лопатто, Г.А.Молодченко, Т.М.Пецольд, Л.М.Фомиця, С.Л.Фомін, Е.Д.Чихладзе, О.Л.Шагін, В.С.Шмуклер і багато видатних діячів науки і техніки Росії, України, Білорусі та інших держав світу.

І в даний час процес удосконалення теорії розрахунку і практики застосування залізобетонних конструкцій не припиняється. Практично через кожні 10-12 років змінюються норми на проектування залізобетонних конструкцій. На сьогодні основним нормативним документом є СНіП 2.03.01-84* [7], але і до цього документа вже є ряд змін і доповнень [6, 12, 13]. Цей посібник базується поки що на вказаному нормативному документі і висвітлює основні принципи положення розрахунку найпростіших залізобетонних конструкцій, він може бути використаний при підготовці бакалаврів за напрямом «Будівництво», а також допоміжним підручником при підготовці студентів другого рівня кваліфікації – інженер-спеціаліст за тим же фахом.

Р О З Д І Л 1

ОСНОВНІ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ БЕТОНУ, АРМАТУРНОЇ СТАЛІ, ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Залізобетон складається з бетону і сталевих арматур, що працюють разом завдяки надійному зчепленню між арматурою і бетоном.

Основний зміст залізобетону полягає в тому, що в ньому раціонально сполучаються для сумісної роботи бетон і арматурна сталь. Найчастіше арматура сприймає розтягуючі зусилля, а бетон стискальні. У стиснутих елементах (колонах, опорах мостів, стояках ферм) арматура працює вже не на розтяг, а на стиск, і бетон також сприймає стискальні зусилля. На місці арматури може використовуватися не тільки сталь, але й інші матеріали: пластмаса, скловолокно, дерево та інші матеріали.

Основні переваги залізобетону: висока міцність, довговічність, вогнестійкість, стійкість проти атмосферних впливів, можливість використання місцевих будівельних матеріалів, простота формоутворення, невеликі експлуатаційні витрати на утримання, відносна економічна перевага.

До його недоліків слід віднести значну середню щільність (питома вага), високу тепло- і звукопровідність, появу тріщин внаслідок усадки і невеликих силових впливів. Для усунення цих недоліків використовують легкі пористі заповнювачі, можна також полегшити конструкції, застосовуючи тонкостінні й пустотні конструкції. Введення спеціальних полімерних добавок, а також використання попередньо напруженої арматури підвищує тріщиностійкість, жорсткість залізобетонних конструкцій та зменшує їх вагу.

1.1. Бетон і його основні властивості

Бетон є основним складовим елементом залізобетонних конструкцій. Він являє собою штучний кам'яний матеріал, що добре працює на стиск, але слабкий проти розтягу. На розтяг бетон працює в 10-20 разів слабше, ніж на стиск. Тому в розтягнутих зонах встановлюють металеву або іншу арматуру, що сприймає розтягуючі зусилля.

За своєю структурою бетон складається, як правило, з великого заповнювача, дрібного заповнювача (піску), в'язучого (цемент, вапно, полімерні матеріали) і води. У кінцевому вигляді після затвердіння бетон являє собою псевдо-тверде тіло, в якому присутні три фази стану речовини: тверда, рідка й газоподібна.

Цей стан бетону обумовлює цілий ряд його специфічних властивостей – не лінійність деформування, тріщиноутворення, усадка, повзучість та ін., які не характерні для пружних інших одноманітних матеріалів.

Бетон як матеріал для залізобетонних конструкцій повинен мати цілком визначені, наперед задані фізико-механічні властивості: міцність, достатню щільність (непроникність), надійне зчеплення з арматурою, морозостійкість і жаростійкість, антикорозійний опір та інші якості.

Міцність і деформативність бетону в першу чергу визначається його структурою. Вона залежить від зернового складу великих і дрібних заповнювачів, водоцементного відношення, способу ущільнення, умов твердіння, швидкості гідратації цементного каменю, заповненого зернами великих і дрібних заповнювачів і пронизаного численними мікропорами й капілярами.

Бетони підрозділяють за рядом ознак:

а) *структурою* – щільної структури, в яких простір між зернами заповнювача зайнято затверділим в'язучим; крупно-пористі, в яких немає піску або його дуже мало; поризовані, в яких створюється додаткова пористість в'язучого; ячеїсті, в яких створюються тільки штучні пори; дрібнозернисті, в яких немає великого заповнювача, та ін.;

б) *величиною середньої щільності*: особливо важкі $\rho > 2500 \text{ кг/м}^3$, важкі $2200 \leq \rho \leq 2500 \text{ кг/м}^3$, полегшені $1800 \leq \rho < 2200 \text{ кг/м}^3$, легкі $500 \leq \rho < 1800 \text{ кг/м}^3$;

в) *видом заповнювача* – граніт, вапняк, гравій, черепашник, керамзит, шлак та ін.

г) *зерновим складом* – крупнозернисті і дрібнозернисті;

д) *умовами твердіння* – природні або із застосуванням тепловологісної обробки;

е) *видом в'язучого* – цементні, вапняні, полімер-цементні, гіпсові й комбіновані.

У нормативних документах і проектній практиці використовують скорочену класифікацію бетонів:

Важкі бетони – на щільних заповнювачах, крупнозернисті з величиною $\rho = 2200 \div 2500 \text{ кг/м}^3$.

Дрібнозернисті – щільної структури (групи А, Б, В), середньою щільністю $\rho > 1800 \text{ кг/м}^3$.

Легкі – бетони щільної і поризованої структури на пористих природних чи штучних заповнювачах, середньою щільністю $\rho = 500 \div 1800 \text{ кг/м}^3$.

Ячеїсті – бетони на вапняному в'язучому з поризованою структурою, $\rho = 300 \div 500 \text{ кг/м}^3$.

Бетони, що само-напружують – тобто такі, які мають збільшуватись в об'ємі і внаслідок чого напружують закладену в бетон арматуру.

1.2. Міцнісні й деформативні характеристики бетонів

Міцність бетонів залежить від багатьох факторів: марки і виду цементу, водоцементного відношення, виду і міцності великих заповнювачів, структури бетону, умов зберігання та виготовлення. Міцність бетону зростає з часом. Наростання міцності найбільш інтенсивно відбувається в початковий період твердіння бетону, в перші 28 діб. Надалі воно сповільнюється, але продовжується протягом багатьох років.

Величину міцності бетону оцінюють на підставі результатів випробувань зразків спеціальної форми (кубів, циліндрів, призм) заданих розмірів, регламентованих у різних країнах своїми нормами.

Практичним і надійним способом оцінки міцності бетону в реальних конструкціях є випробування на пресі зразків кубів або циліндрів бетону, виготовлених у тих же умовах, що і реальні конструкції. Позначається міцність бетону буквою R . Розміри куба відповідно до норм України приймають рівними 15x15x15 см, циліндра 6x12" (15x30 см). При осьовому стиску куба (як і інші стиснуті зразки) руйнуються внаслідок розриву бетону в поперечному напрямку. Наявність сил тертя, що розвиваються по опорних гранях (рис.1.1, *а*) перешкоджає розвитку вільних поперечних деформацій кубів поблизу їхніх торців.

Досліди показують, що зі збільшенням висоти призми h/a вплив тертя на міцність зразка зменшується (рис.1.1, *б, в*). При $h/a = 4$ воно практично зникає, а міцність стає рівною $R_b = (0,75-0,8)R$. Поряд з кубиковою (R) та призмовою міцністю (R_b) для бетонів важливо знати інші міцнісні характеристики й у першу чергу міцність бетону на розтяг R_{bt} . Дослідним шляхом R_{bt} визначають випробуванням на розтяг зразків у вигляді вісімок або на згин бетонних брусків, або на розколювання зразків у вигляді циліндрів. Всі отримані при випробуваннях міцнісні характеристики піддають статистичній обробці, а потім вже визначається осереджена величина міцності.

Крім основних міцнісних параметрів R , R_b , R_{bt} існує ряд інших параметрів, що характеризують властивості бетону: міцність при зрізі й сколюванні, міцність при тривалій дії навантаження, міцність при багаторазово повторному навантаженні, динамічна міцність, опір проникаючій радіації та ін.

У нормативних документах України основні характеристики бетонів описуються показниками якості бетону, до яких відносяться: 1) клас бетону за міцністю на стиск B ; 2) клас бетону за міцністю на розтяг B_t ; 3) марка бетону за морозостійкістю F ; 4) марка бетону за водонепроникністю W ; 5) марка бетону за самонапруженням S_p ; 6) марка бетону за середньою щільністю D .

Для кожного з перерахованих вище видів бетонів існують усі шість значень показників якості. Виняток складає п'ятий параметр, що вводиться тільки для бетонів, які самонапружують.

Встановлені такі класи важких бетонів за міцністю на осьовий стиск: $B_{3,5}$; B_5 ; $B_{7,5}$; B_{10} ; $B_{12,5}$; B_{15} ; B_{20} ; B_{25} ; B_{30} ; B_{35} ; B_{40} ; B_{45} ; B_{50} ; B_{55} ; B_{60} . При цьому під класом бетону на осьовий стиск розуміється міцнісна характеристика, одержана при стиску зразків розміром 15x15x15 см, витриманих у нормальних умовах і випробуваних у віці 28 діб з обов'язковою статистичною обробкою результатів випробувань. Ступінь надійності значень міцності повинен складати не менше 95%.

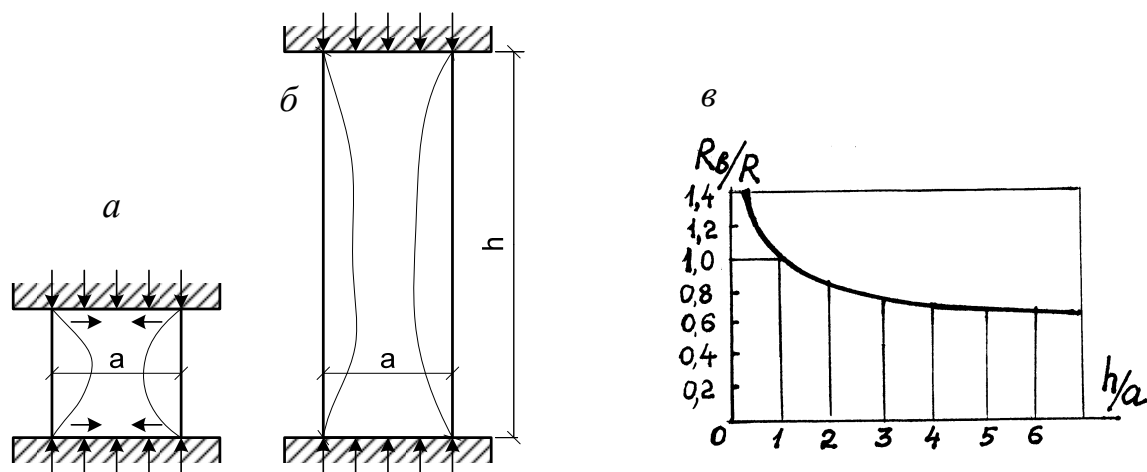


Рис.1.1 – До визначення міцності бетону

Деформативність бетонів. Бетон має властивість змінювати розмір і форму під впливом зовнішніх навантажень і температурно-вологісних факторів, що виникають у результаті взаємодії бетону із зовнішнім середовищем. Якщо випробувати призму зі співвідношенням сторін $h:a = 1:4$ на стиск, то можна отримати діаграму залежності деформації ε цієї призми від зовнішніх напружень σ , скорочено: діаграму $\sigma-\varepsilon$ (рис.1.2). Ця діаграма явно має криволінійний характер і умовно характеризується двома ділянками: *перша* – це лінійна залежність між напруженнями і деформаціями; *другий* – це нелінійна ділянка, де зв'язок між σ і ε не підпорядковується лінійній залежності. На підставі цього розрізняють і два модулі деформацій бетону: модуль пружності і справжній модуль деформацій у точці.

Модуль пружності можна інтерпретувати як тангенс кута α_0 нахилу лінії $\sigma-\varepsilon$ на початку координат (пряма ОК). Позначається модуль пружності E_b . Модуль деформацій (E'_b), який у літературі називають ще модулем пружньо-пластичності, який відповідає вже не пружним, а повним деформаціям і інтерпретується як тангенс кута α нахилу січної в точці С із заданим напруженням σ_x ($E'_b = \text{tg } \alpha$). Ці модулі зв'язані між собою співвідношенням $E'_b = \nu E_b$, де $\nu = \varepsilon_{el}/\varepsilon$ – коефіцієнт пружньо-пластичності. Він змінюється від 1 при пружних деформаціях до $0,45 \div 0,15$ при врахуванні непружних деформацій. Дане співвідношення можна одержати з розгляду двох трикутників $\triangle OAB$ і $\triangle OCD$.

Слід відзначити ще дві специфічні властивості деформування бетонів – це *усадка* і *повзучість*. Під усадкою розуміють властивість бетону зменшуватися в об'ємі в часі під впливом зовнішнього температурно-вологісного середовища. Процес усадки пов'язаний з фізико-хімічними процесами, що виникають при твердінні бетону, і з випаром води, що знаходиться в порах бетону. Усадка підвищує зчеплення бетону з арматурою, викликаючи її стиск, а в бетоні – розтяг. Нерівномірність розвитку усадкових деформацій викликає появу в бетоні тріщин.

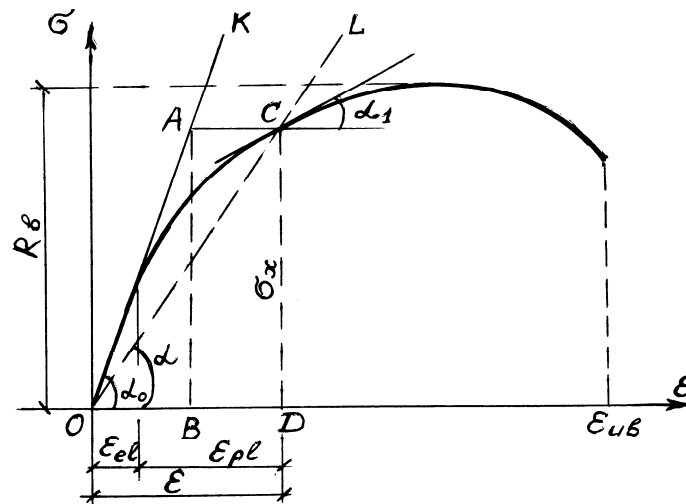


Рис. 1.2

Якщо прикласти до бетону постійно діюче тривале навантаження, то в бетоні з часом деформації не залишаються однаковими, а продовжують розвиватися. Явище збільшення деформацій у часі без зміни прикладеного навантаження називається повзучістю бетону. Ця властивість особливо інтенсивно виявляється в молодому віці бетону і згасає з часом. Усі процеси, що відбуваються в бетоні з часом, звуться реологічними процесами. Деформації повзучості залежать від багатьох факторів, зокрема, від вологості навколишнього середовища, величини водоцементного відношення, кількості цементу, рівня напруженого стану та багатьох інших факторів.

Для розрахунків залізобетонних конструкцій важливо знати граничні деформації бетонів у стадії руйнування. При стиску приймають $\varepsilon_R = 2 \cdot 10^{-3}$, при тривалому стиску $\varepsilon_R = 2,5 \cdot 10^{-3}$, при розтягу $\varepsilon_{Rt} = 1,5 \cdot 10^{-4}$, при згині $\varepsilon_R = 3,5 \cdot 10^{-3}$, деформації усадки приймають у середньому $\varepsilon_{sl} = 0,3 \cdot 10^{-3}$.

1.3. Арматура та її основні властивості

Арматурою називають гнучкі чи тверді сталеві стержні, розміщені в масі бетону відповідно до розрахунку або за конструктивними і виробничими вимогами. У ролі арматури можуть виступати й синтетичні матеріали, скловолокно та інші елементи. Призначення арматури в залізобетонних конструкціях полягає у сприйнятті напружень, що розтягують, чи зміцненні стиснутого бетону. Завдяки зчепленню арматури з бетоном у період твердіння бетонної суміші конструкція працює під навантаженням як одне монолітне тіло, здатне сприймати усі види силових впливів, хоч частка зусиль розподіляється на бетон і арматуру неоднаково.

Арматуру підрозділяють за функціональним призначенням, технологією виготовлення, профілем поверхні та іншими параметрами.

За призначенням арматуру розділяють на робочу, встановлювану за розрахунком для роботи під впливом зовнішніх зусиль; конструктивну, що сприймає усадочні деформації і сприяє рівномірному розподілу зусиль,

і монтажну, що забезпечує проектне положення робочої арматури й об'єднує робочу арматуру в сітки й каркаси.

За технологією виготовлення арматуру розділяють на гарячекатану стержньову, термо-механічно зміцнену і холодно-тягнуту дровову.

За профілем поверхні арматура може бути гладкою або періодичного профілю, характер зміни профілю може бути різним (рис. 1.3). На цьому рисунку наведено застарілий профіль, що відповідає СНіП 2.03.01-84*. У відповідності до нових нормативних документів України ДСТУ 3760-98 арматурні сталі мають інший профіль, що відповідає європейським і міжнародним стандартам. Цей профіль має назву серповидного і наведений на рис.1.3, *д, е*.

За фізико-механічними характеристиками арматурна сталь умовно підрозділяється на три типи: 1) пластичну (м'яку); 2) підвищеної міцності (напівтверду); 3) високоміцну (тверду). Кожен тип сталей має свої визначені міцнісні й деформативні характеристики, свою особливу діаграму розтягу. Так, пластичні сталі, до яких відносяться сталі Ст3, Вст5, 10ГТ, 18М2С, 25Г2С, 35ГС та інші, мають явно виражену площадку текучості і зону зміцнення (рис.1.4, *а*); сталі підвищеної міцності, до яких відносяться 20ХГ2Ц, 80С, 23Х2М2Т, 20Х2М2СР та інші, не мають вираженої площадки текучості і характеризуються умовною точкою площадки текучості деформацій при зростанні навантаження. Криві, наведені на рис.1.4, відбивають особливості роботи арматури під розтягуючим навантаженням

У нормативних документах арматурна сталь відповідно до її механічних властивостей підрозділяється, як і бетон, на класи. Основою для класифікації арматурних сталей на класи служать міцнісні характеристики

– для пластичних сталей межа текучості, для сталей підвищеної міцності – умовна межа текучості і для високоміцних сталей – межа міцності на розтяг (тимчасовий опір розриву).

Арматура підрозділяється відповідно до СНіП 2.03.01-84* на стержньову, дровову і канатну. Стержньова арматура позначається буквою А з додаванням римської цифри. Чим вище міцність сталі, тим більше номер римської цифри.

Гарячекатана стержньова – А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI (А-I – гладка, всі інші класи періодичного профілю).

Термічно і термомеханічно зміцнена також стержньова – Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, Ат-VII. Якщо арматура даного класу має зварюваність чи корозійну стійкість, то до звичайного індексу додається буква «С» чи «К», наприклад Ат-IVс, Ат-Vк, Ат-Vск і т.п.

Дровова арматура позначається буквою В і виконується, як правило, холоднотягнутою: В-I, Вр-I, високоміцний дріт позначається В-II, Вр-II, індекс «р» вказує на періодичність профілю.

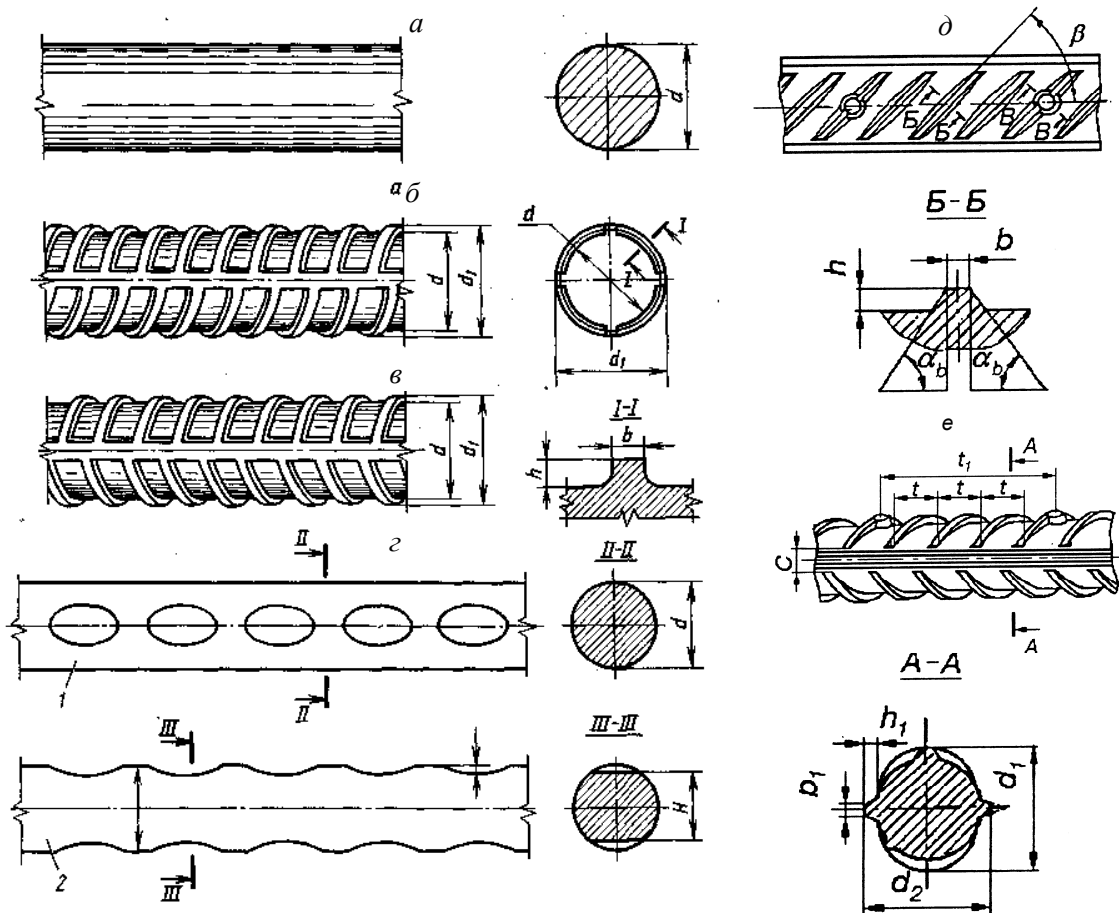


Рис. 1.3 – Вид поверхні арматурних стержнів:

а – гладка; б – періодичного профілю А-II; в – те ж, А-III А-IV; г – з окремими вм'ятинами; д, е – серповидний; 1 – вид з боку вм'ятин; 2 – вид з гладкої сторони

Канатна арматура в основному застосовується двох типів К-7, К-19, хоча існують також інші канати К-3, К-36 і т.п.

Для кожного виду арматури існують свої діаметри, що приводяться в сортаменті арматури (дод. III).

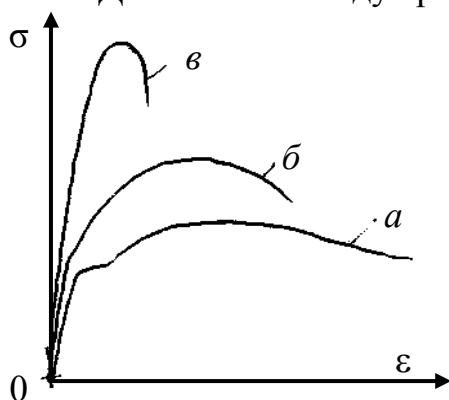


Рис. 1.4 – Характерні діаграми розтягу сталі:

а – м'яка сталь; б – зміцнена півтверда сталь; в – високоміцна сталь

У нормативних документах [7] класифікація арматурних сталей змінена, введено нові позначення класів у відповідності до ДСТУ 3760-98.

Арматурний прокат, що позначається буквою А, підрозділяють на класи залежно від показника механічних властивостей, установленого стандартом нормованого значення умовної чи фізичної межі текучості в Н/мм². Арматурний прокат виготовляють таких класів:

– А240 – з гладким профілем (межа текучості 240 Н/мм²);

– A300C, A400C, A500C, A550C, A600, A600C, A600K, A800, A800K і A1000 – з періодичним профілем.

Гладкий профіль має діаметри 5,5÷40 мм, періодичний – 6÷40 мм. Індекс С відповідає зварюваності сталі, індекс К – стійкості проти корозійного розтріскування.

Номінальний діаметр арматурного прокату, площа поперечного перерізу, маса 1 пог. метра і відхилення, що допускаються, за масою повинні відповідати табл. 1.1.

Таблиця 1.1

Номінальний діаметр прокату, d_n , мм	Номінальна площа поперечного перерізу, mm^2	Маса 1 пог. метра прутка	
		розрахункове значення, кг	допустиме відхилення, %
5,5	23,8	0,187	± 8,0
6,0	28,3	0,222	
8,0	50,3	0,395	
10,0	78,5	0,617	± 5,0
12,0	113,0	0,888	
14,0	154,0	1,210	
16,0	201,0	1,580	± 4,5
18,0	254,0	2,000	
20,0	314,0	2,470	
22,0	380,0	2,980	
25,0	491,0	3,850	
28,0	616,0	4,830	
32,0	804,0	6,310	
36,0	1018,0	7,990	
40,0	1256,0	9,860	

Примітка. Маса прутка (в кг) обчислена за номінальними діаметрами при щільності сталі, рівній 7,85 т/м³.

Механічні властивості арматурного прокату і результати випробувань на згин у стані постачання повинні відповідати нормам, наведеним у табл. 1.2.

Позначення арматурного прокату відповідно до нових нормативних документів записують в такий спосіб: 20 A1000 ДСТУ 3760–98 – арматура діаметром 20 мм класу A1000; 8 A400C ДСТУ – арматурний прокат діаметром 8 мм класу A400C, що зварюється.

Таблиця 1.2

Клас арматурного прокату	Температура електропідігріву, °C	Механічні властивості						Випробування на згин в холодному стані, кут згину, град	Діаметр оправки (d _н – номінальний діаметр прутка)
		тимчасовий опір розриву, σ _в , Н/мм ²	умовна (фізична) межа текучості, σ _{0,2} (σ _т), Н/мм ²	відносне видовження після розриву, δ _с , %	відносне рівномірне видовження після розриву, δ _р , %	повне відносне видовження при максимальному навантаженні, δ _{max} , %	початковий модуль пружності E x 10 ⁻⁴ , Н/мм ²		
		не менше							
A240C	—	370	240	25		—	21	180	0,54d _н
A300C		490	290	19		2,5	21	180	3d _н
A400C		500	400	16		2,5	20	90	3d _н
A500C		600	500	14		2,5	19	90	3d _н
A600 A600C A600K	400	800	600	12	4	2,5	19	45	5d _н
A800 A800K	400	1000	800	8	2	3,5	19	45	5d _н
A1000	450	1250	1000	7	2	3,5	19	45	5d _н

Примітка 1. Величини $E \cdot 10^{-4}$ і δ_{max} є факультативними до 01.01.2002 р., але їх визначення обов'язкове для нагромадження статистичних даних.

Примітка 2. Величину δ_p визначали до 01.01.2002 р.

Слід зазначити, що при встановленні розрахункових опорів вказаних сталей, які використовуються при розрахунку за першою групою граничних станів, можна застосовувати такі значення γ_s :

Клас арматури	γ_s	R_s (Н/мм ²)
A240C	1,05	228
A300C	1,05	276
A400C	1,1	364
A500C	1,15	435
A600, A600C, A600K	1,15	522
A800, A800K	1,20	667
A1000	1,20	833

Таким чином, слід підкреслити, що клас A240C відповідає класу А-I, A300C – класу А-II, клас A400C – класу А-III. Інші класи мають відмінні міцнісні характеристики. Даних про дровову арматуру ДСТУ 3760-98 не наводить, вважаються дійсними нормативи СНіП 2.03.01-84*.

1.4. Застосування арматури в конструкціях

Гарячекатана арматура класу A240C має невисоку межу текучості (240÷250 МПа) і подовження при розриві 25%, випускається діаметром 6-22 мм і використовується в основному для поперечної і монтажної арматури, а також для монтажних петель і закладних деталей.

Найбільш розповсюдженою є арматура класів А-II, А-III, А-IIIв, Ат-IIIс (або A300C, A400C, A500C). З межею текучості 300-450 МПа ця

арматура застосовується як ненапружена робоча арматура в багатьох залізобетонних конструкціях (балках, плитах, колонах, стінових панелях, перемичках, рамах та ін.)

Як попередньо напружену арматуру застосовують стержньову гарячекатану сталь класів А-IV÷Ат-VII (А500С, А550С, А600, А800) діаметром 10-32 мм. Умовні межі текучості цих сталей досягають 600-1200 МПа. Для армування залізобетонних елементів довжиною понад 12 м як напружену арматуру застосовують високоміцний дріт Вр-II чи В-II діаметром 4-8 мм і канатну К-7 діаметром 6, 12, 15 мм, а також канатну К-19 діаметром 14 мм. Міцнісні характеристики цих сталей досягають 900-1200 МПа і більше.

Слід підкреслити, що застосування більш міцної сталі в залізобетонних конструкціях (наприклад, А-II (А300С) замість А-I (А240С) чи А-III (А400С) замість А-II (А300С)) дає в середньому економію робочої арматури на 25-30%. Аналогічна картина спостерігається і при використанні високоміцної арматури, хоч величина зменшення витрат арматури тут складає тільки 15-20%.

Армування залізобетонних виробів окремими стержнями є непродуктивною операцією. З метою індустріалізації і скорочення термінів будівництва залізобетонні конструкції армують укрупненими арматурними елементами, до яких відносяться сітки (рулонні чи плоскі) і каркаси (плоскі чи просторові) (рис.1.5). Арматурні сітки і каркаси виготовляють на спеціалізованих заводах або складальних ділянках. Сітки виготовляють зі сталей В-I, Вр-I, А-240С, А-300С, А-400С з поздовжньою і поперечною робочою арматурою. Ширина рулонних сіток коливається від 1040 до 3630 мм, довжина 9-50 м. Плоскі сітки виготовляють шириною 3800 мм.

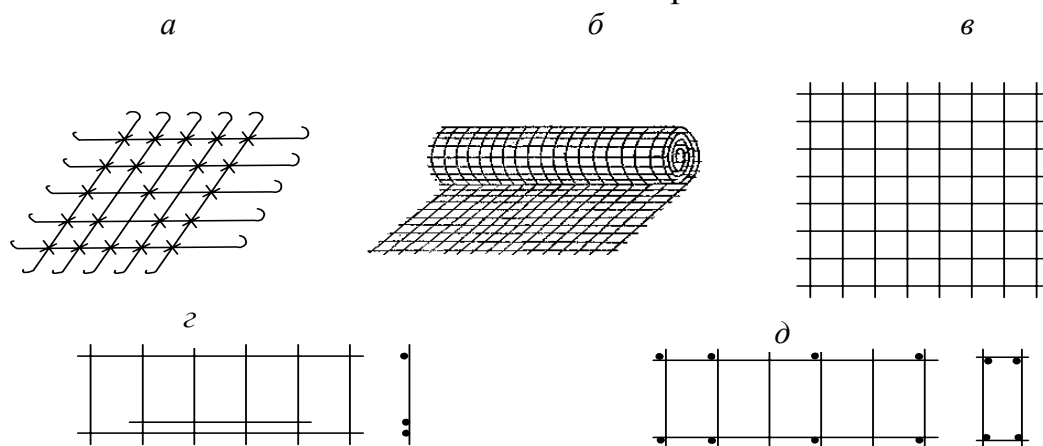


Рис. 1.5 – Арматурні сітки і каркаси:

а – сітки, що виготовляються з окремих стержнів; б – зварені рулонні сітки; в – плоскі зварені сітки; г – плоский каркас; д – просторовий каркас

Плоскі арматурні каркаси виготовляють в'язаними чи звареними для балок, прогонів, перемичок, складаються вони з поздовжніх і поперечних стержнів (рис.1.5, г). Просторові каркаси збирають із плоских каркасів (рис.1.5, д). Розмір кінцевих випусків поздовжніх стержнів повинен бути

не менше $0,5d_1+d_2$ і не менше 20 мм, де d_1 – діаметр поздовжньої арматури і d_2 – поперечної. Співвідношення діаметрів зварюваних поперечних і поздовжніх стержнів приймають залежно від вимог технології зварювання. Наприклад, якщо діаметр поздовжньої арматури 8-12 мм, то поперечну арматуру приймають не менше 3 мм, якщо $d_1=18-20$ мм, то $d_{2min}=5$ мм і т.д.

Анкеровка арматури в бетоні залежить від виду арматури і конкретної залізобетонної конструкції. У заводських умовах стикування арматурних стержнів виконують «у стик», а на майданчику може здійснюватися за допомогою ванного зварювання і «внапуск». Арматурні сітки стикуються в неробочому напрямку на 50–100 мм, у робочому напрямку сітки накладаються внапуск на один крок робочих стержнів при малих діаметрах робочої арматури і у стик при діаметрах 16 мм і більше, при цьому зверху стику повинна укладатися додаткова сітка.

До числа арматурних виробів відносяться і закладні деталі, що відіграють роль сполучних елементів у монолітному і збірному залізобетоні. Форма і конструктивні рішення закладних деталей дуже різноманітні. Принцип же створення їх однаковий – пластина чи елемент прокатного профілю, до яких приварюються анкерні стержні з відповідною довжиною для надійного заанкерування в бетоні.

1.5. Залізобетон і його різновиди

Залізобетон як самостійний будівельний матеріал не є простим підсумовуванням властивостей його складових – бетону й арматури. Він володіє ще й своїми індивідуальними властивостями, які необхідно враховувати при розрахунку і проектуванні різних деталей і конструкцій. Арматура і бетон, завдяки виникаючому між ними зчепленню, деформуються спільно, при цьому арматура перешкоджає вільному протіканню усадки і повзучості. Усадка бетону в залізобетонному елементі призводить до виникнення стискаючих напружень в арматурі і розтягуючих у бетоні. При великій кількості арматури в бетоні можуть з'явитися усадочні тріщини. Тому при проектуванні протяжних залізобетонних конструкцій чи будинків влаштовують обов'язково усадочні шви, що перешкоджають появі хаотичних тріщин.

Повзучість бетону при тривалій дії навантаження в залізобетоні призводить до перерозподілу напружень між бетоном і арматурою, при цьому напруження в бетоні зменшуються, а в арматурі збільшуються. Повзучість у залізобетонних конструкціях може справляти як позитивний вплив (короткі стиснуті елементи, додаткове навантаження арматури), так і негативний (збільшення прогинів в елементах, що згинаються, зменшення рівня натягу в попередньо напружених конструкціях).

Тривалий вплив на бетон високих температур з наступним його охолодженням призводить до руйнування бетону, якщо ж високотемпературний вплив здійснюється на залізобетон хаотично, то опірність цього матеріалу зовнішнім впливам частково підвищується.

Залізобетон дуже чутливий до корозійних впливів. Корозія арматури може відбуватися одночасно з корозією бетону і незалежно від неї. Іржа, що утворюється навколо арматури, розпирає бетон і призводить до його відшарування. Для зменшення корозії залізобетону застосовують щільні бетони на сульфатостійких та інших спеціальних в'язучих, збільшують захисний шар бетону, влаштовують зовнішні антикорозійні покриття, обмежують ширину розкриття тріщин.

Роль захисного шару в залізобетонних конструкціях дуже велика. При визначенні товщини захисного шару враховують вид і розміри конструкції, умови експлуатації, діаметр і призначення арматури. Так, для поздовжньої робочої арматури в плитах товщина захисного шару має бути не менше діаметра стержня і не менше 10 мм, якщо товщина плити $\delta < 100$ мм.

Для балок і ребер з $h \leq 250$ мм захисний шар повинен бути не менше 15 мм і не менше діаметра робочої арматури; у балках і ребрах з $h > 250$ мм, а також в колонах мінімальний захисний шар 20 мм. У збірних фундаментах захисний шар бетону для нижньої сітки має бути 30 мм, для монолітних фундаментів без підготовки 70 мм, з підготовкою – 35 мм. Для поперечної арматури захисний шар складає 10–15 мм. Відстань від кінців поздовжньої арматури до торців залізобетонних елементів має бути в межах 10–20 мм.

При застосуванні попередньо напруженої арматури захисний шар підвищується до $2d - 3d$, але не менше 40 мм.

Залізобетонні конструкції за способом виготовлення можуть бути збірними, монолітними і збірно-монолітними. При зведенні будинків і споруд зі збірних залізобетонних конструкцій спочатку на заводах чи на полігонах виготовляють окремі елементи, з яких уже на будівельному майданчику монтують будинки і споруди. Збірні залізобетонні конструкції (балки, плити, колони, ферми, стінові панелі, фундаменти та інші елементи) найбільш індустріальні і набагато скорочують трудомісткість і терміни зведення будинку, хоч за вартістю дорожчі за монолітні конструкції. Виробництво збірних конструкцій ведуть по стендовій, конвеєрній або агрегатно-поточній технологічних схемах.

При зведенні монолітних залізобетонних конструкцій спочатку встановлюють опалубку (типову інвентарну чи індивідуальну), потім укладають арматурні каркаси й сітки, після чого виконують бетонування. У цьому випадку істотно підвищуються трудомісткість і термін виготовлення конструкцій на майданчику, витрачаються додаткові матеріали і конструкції, ускладнюються роботи в зимовий період. Поряд з цим монолітні конструкції дозволяють підвищувати загальну міцність будинку і створюють різноманітні гнучкі форми як елементів, так і будинку в цілому.

Збірно-монолітні залізобетонні конструкції являють собою раціональне з'єднання монолітних і збірних залізобетонних конструкцій. При цьому спочатку укладають у проектне положення збірні конструкції, що слу-

жить одночасно елементами опалубки, а потім встановлюють арматурні каркаси й сітки і виконують бетонування. Даний різновид залізобетону доцільно застосовувати в будинках з високими навантаженнями, зокрема, у перекриттях, а також у гідротехнічних спорудах, об'єктах цивільної оборони, для стартових ракетних майданчиків, а також у будинках і спорудах, що сприймають сейсмічні й динамічні навантаження.

До особливої класифікації відносяться попередньо напружені залізобетонні конструкції. Це такі конструкції, в яких робоча арматура піддається попередньому натягу з наступною передачею натягу на бетон. Спосіб натягу арматури може бути двох видів: на упори і на бетон. Основна перевага попередньо напружених конструкцій полягає в тому, що вони знижують їх деформативність (зменшують прогини), підвищують тріщиностійкість, заощаджують витрати арматури і зменшують параметри перерізів конструкцій. Для попередньо напружених конструкцій використовується тільки високоміцна арматура, починаючи від класу А-ІІВ (А500С), А-ІV (А550С) і вище, а також високоміцна дротова арматура В-ІІ, Вр- ІІ і канати К-7, К-19. Слід зазначити, що попереднє напруження може використовуватися в монолітному, збірному й збірно-монолітному залізобетоні.

1.6. Зчеплення арматури з бетоном

У зв'язку з тим, що зчеплення арматури з бетоном є однією з найголовніших властивостей залізобетону, то цьому питанню необхідно приділити особливу увагу. Зчеплення забезпечується трьома основними факторами: склеюванням гелевої складової бетону з арматурою; тертям, викликаним тиском від усадки бетону; зачепленням виступів (рифів) арматури за бетон. Найбільше значення у зчепленні відіграють сили зачеплення (близько 70%) за бетон. Однак значення сил зачеплення не залишаються постійними, вони змінюються залежно від рівня напруженого стану в бетоні і при дуже високих рівнях слабшають. Крім того, сили зчеплення нерівномірно розподіляються за довжиною арматурного стержня. При висмикуванні стержня з бетону зусилля з арматури на бетон передаються через достатні напруження зчеплення τ_{bd} (рис. 1.6, а, б).

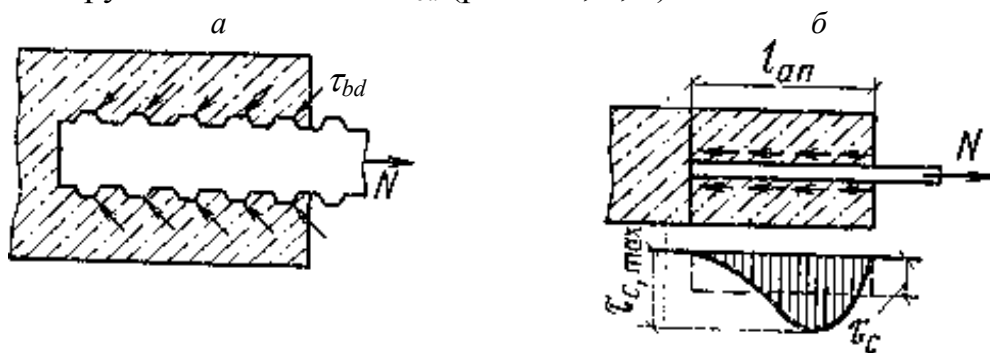


Рис. 1.6 – Зчеплення арматури з бетоном:
а – періодичного профілю; б – гладкої

Р О З Д І Л 2

ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

При розрахунку будь-яких будівельних конструкцій вирішуються три основні задачі: статична, тобто визначають внутрішні зусилля в конструкції; геометрична, тобто встановлюють співвідношення між переміщеннями і деформаціями і, нарешті, фізична, тобто визначають закон, за яким деформації залежать від внутрішніх напружень. Для пружних матеріалів ці закони визначаються простими рівняннями з курсу опору матеріалів. Це статичні умови рівноваги, фізичний закон у вигляді закону Гука і геометричний закон у вигляді гіпотези плоских перерізів. За цими законами можна нескладно визначити деформації, напруження та прогини в заданій конструкції, виготовленій з пружного матеріалу.

Однак у залізобетонних конструкціях закони для пружних матеріалів не завжди застосовні. Властивості залізобетону і його складових свідчать про те, що цей матеріал далекий від пружного. Розрахунок залізобетонних конструкцій як пружних елементів можливий лише при дуже невеликих навантаженнях. При експлуатаційних навантаженнях ($0,5 \div 0,6 P_{\max}$) бетон не підкорюється закону Гука (діаграма $\sigma - \varepsilon$ має нелінійний характер і залежить від часу); виявляється несправедливою гіпотеза плоских перерізів; з'являються тріщини, бетон втрачає суцільність, класичні методи опору матеріалів виявляються неприйнятними. Тому при розробці методів розрахунку залізобетонних конструкцій широко використовують дослідні дані, отримані в результаті спеціальних експериментів. І майже вся теорія розрахунку залізобетонних конструкцій будується тільки на експериментальній основі з введенням припущень і відомих математичних залежностей.

2.1. Три стадії напруженого стану залізобетонних елементів при згині

Досліди показують, що при завантаженні залізобетонної балки відбуваються специфічні явища, які можна уявити як різні стадії напруженого стану залізобетонного елементу, що згинається. У міру зростання навантаження в балці виникають тріщини по нормальних і похилих перерізах. Причиною перших є нормальні напруження, других – головні напруження, що з'являються у похилих перерізах. Руйнування цієї балки може відбуватися як по нормальних, так і по похилих перерізах. Розглянемо послідовність розвитку напружень у залізобетонній балці по нормальних перерізах. Розсічемо умовно балку посередині і будемо уявляти в місці розрізу розвиток нормальних напружень по всій висоті перерізу. Розрізняють у теорії розрахунку залізобетонних балок три характерні стадії.

I стадія. При малих навантаженнях напруження в бетоні й арматурі невеликі, деформації мають пружний характер, епюри нормальних напружень у стиснутій і в розтягнутій зоні бетону мають форму трикутника (рис.2.1, а).

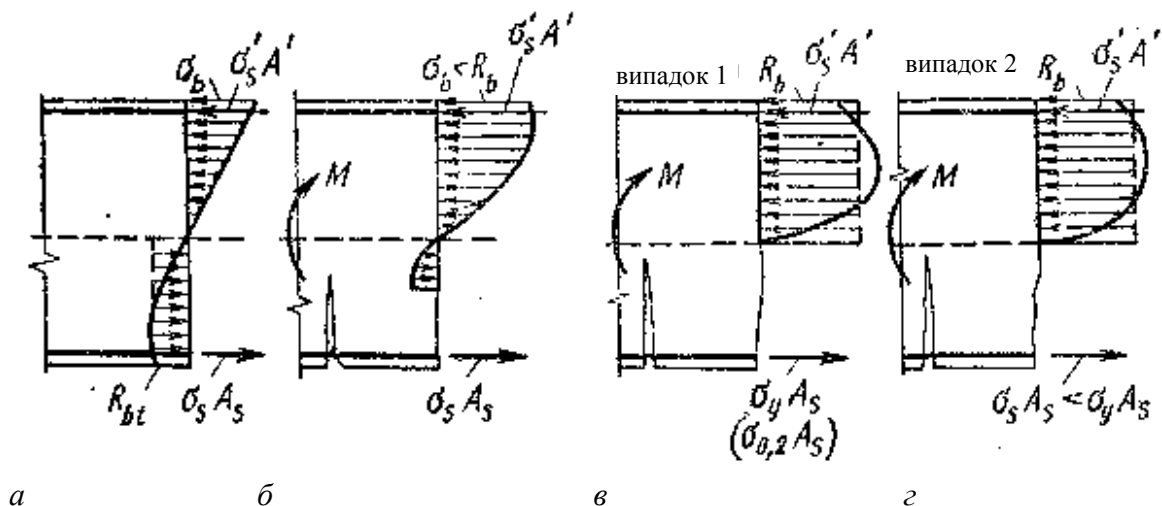


Рис. 2.1 – Послідовні стадії розвитку напружено-деформованого стану:
 а – I стадія – пружна; б – II стадія – робота з тріщинами;
 в – III стадія – руйнування по арматурі; г – III стадія – руйнування по бетону

Ця стадія називається пружною стадією роботи. Зі збільшенням навантаження в розтягнутому бетоні виникають непружні деформації, напруження досягають міцності бетону на розтяг R_{bt} . Цей стан I стадії покладено в основу розрахунку тріщиностійкості залізобетонних елементів. При подальшому збільшенні навантаження в перерізі утворюються тріщини, починається друга стадія напруженого стану.

II стадія. Після появи тріщин розтягуючі зусилля в перерізі сприймаються в основному арматурою і частково бетоном над тріщиною. Між тріщинами бетон працює на розтяг, і напруження в арматурі за довжиною зменшуються в міру віддалення від тріщини (рис.2.1, б). Епюра напружень у стиснутій зоні бетону викривляється і має вигляд параболическої форми. По цій стадії, названій роботою з тріщинами або експлуатаційною стадією, виконується розрахунок прогинів та ширини розкриття тріщин у залізобетонних елементах.

III стадія – стадія руйнування (рис. 2.1, в, г). Досвід свідчить, що руйнування залежить від кількості й виду арматури. При невеликому відсотку армування (1% і менше) руйнування відбувається в основному по розтягнутій зоні, по арматурі. З розвитком пластичних деформацій в арматурі розкриваються інтенсивно тріщини в розтягнутій зоні бетону і відбувається руйнування стиснутої зони бетону. Епюра напружень у стиснутій зоні бетону ще більше викривляється. Руйнування має м'який пластичний характер. Даний випадок руйнування має назву випадку 1.

У другому випадку руйнування першим втрачає свої міцнісні властивості бетон, напруження в нижній розтягнутій арматурі можуть не досягати межі плинності і її міцнісні властивості використовуються не повністю. Таке руйнування має крихкий характер і, як правило, має місце в перерізах з надлишковим вмістом арматури (2,5% і більше). Дані конструкції називаються переармованими.

Стадія III покладена в основу розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів у діючих нормах [7].

Усі зазначені стадії у завантаженому елементі протікають безупинно, і поділ їх на окремі етапи розглядається в теорії розрахунку залізобетонних конструкцій тільки умовно.

2.2. Існуючі методи розрахунку залізобетонних конструкцій

До початку застосування залізобетону (кінець XIX ст.) інженери мали у своєму розпорядженні найпростіші методи розрахунку будівельних конструкцій з урахуванням пружних властивостей матеріалів. В основу міцнісної характеристики перерізу було покладено значення напруження, що допускається за умови безпечної експлуатації конструкції. Принципи такого розрахунку були закладені Нав'є в 1826 р. Метод розрахунку з використанням напружень, що допускаються, мав вигляд: $[\sigma] = R/k$, де k – узагальнений коефіцієнт запасу. За цим методом розраховувались і залізобетонні конструкції. В основу цього методу прийнята друга стадія напружено-деформованого стану залізобетонного елементу, що згинається, тобто розглядається трикутна епюра стискаючих напружень у стиснутій зоні бетону і використовується закон Гука і гіпотеза плоских перерізів, розтягнута зона бетону в розрахунку не враховується. Весь переріз залізобетонного елементу замінюється приведеним перерізом

$$A_{red} = A_b + \alpha(A_s + A'_s), \quad (2.1)$$

де A_b – площа всього перерізу; α – коефіцієнт приведення, $\alpha = E_s/E_b$; E_s і E_b – модуль пружності арматури і бетону; A_s , A'_s – площа перерізу розтягнутої і стиснутої арматур.

Застосування методу розрахунку по напруженнях, що допускаються, мало ряд недоліків, що призводило до неточних чи помилкових результатів. Так, неврахування нелінійних властивостей деформування бетону не дозволяло визначити дійсні напруження в бетоні й арматурі; прийняття трикутної епюри напружень у стиснутій зоні бетону давало занижене значення несучої здатності елементів, що згинаються; напруження, що допускаються, знижували міцнісні характеристики матеріалів. Проте даний метод використовувався довго і проіснував аж до 1938 р., коли на зміну йому прийшов більш прогресивний і теоретично обґрунтований метод розрахунку по руйнівних зусиллях. Хоча окремі елементи і передумови методу розрахунку по напруженнях, що допускаються, використовуються навіть на сучасному етапі розрахунку залізобетонних конструкцій.

У результаті великих експериментальних досліджень, виконаних А.Ф.Лолейтом, Я.В.Столяровим, М.Я.Штаерманом, А.А.Гвоздьовим та іншими, був розроблений метод, що враховує пружньо-пластичні властивості залізобетону, і був включений у норми проектування в 1938 р. Цей метод звався розрахунком по руйнівних зусиллях. В основу даного методу

була покладена вже не друга, а третя стадія напружено-деформованого стану елемента, при цьому епюра напружень у стиснутій зоні приймалася прямокутна, напруження в бетоні й арматурі досягали своїх граничних значень. Метод дозволяв визначати повну величину руйнівного навантаження і призначати загальний для всього перерізу коефіцієнт запасу k .

Величина навантаження, що допускається, знаходилася шляхом ділення зусилля, що руйнує, на цей коефіцієнт ($M = Mp/k$, $N = Np/k$). Цей метод більш об'єктивно відтворював дійсну роботу перерізів, підтверджувався експериментально і був кроком вперед у теорії розрахунку залізобетонних конструкцій. Несучу здатність перерізу для елемента, що згинається, визначали за формулою

$$M_{ser} = R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) = R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right), \quad (2.2)$$

де R_s , R_b – граничні міцнісні характеристики арматури і бетону; x – висота стиснутої зони бетону; h_0 – робоча висота перерізу.

До недоліків методу розрахунку по руйнівних зусиллях слід віднести введення єдиного коефіцієнта запасу k , що не міг враховувати різні особливості роботи як вихідних матеріалів, так і зовнішніх навантажень.

Розрахунки прогинів, утворення і розкриття тріщин як у методі розрахунку по напруженнях, що допускаються, так і в методі розрахунку по руйнівних зусиллях детально не розглядалися і мали наближений характер.

На зміну двом попереднім методам, починаючи з 1955 р., приходять більш сучасний і більш обґрунтований метод розрахунку по граничних станах. Цей метод є фактично розвитком методу по руйнівних зусиллях. Сутність нового методу полягає в тому, що в ньому чітко встановлюються задані граничні стани конструкцій (чи то за міцністю, чи то за деформативністю, чи то за тріщиноутворенням і т.д.) і вводиться система розрахункових коефіцієнтів (не один, а багато), що гарантують конструкцію від настання цих станів при самих несприятливих сполученнях навантажень і найменших значеннях міцнісних характеристик матеріалів. Іншими словами, які великі не були б навантаження і які б малі не були міцнісні характеристики бетону й арматури, заданий граничний стан не наступить. Міцність перерізів у цьому методі визначається також за третьою стадією, але безпека роботи конструкції під навантаженням оцінюється не одним коефіцієнтом запасу, а цілою системою науково обґрунтованих коефіцієнтів. Конструкції, запроектовані за методом граничного стану, виходять, як правило, більш економічні, ніж запроектовані з використанням інших методів.

Розглянемо докладно прийнятий в існуючих нормах СНиП 2.01.03-84* метод розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами [1, 7].

2.3. Метод розрахунку за граничними станами

Відповідно до діючих будівельних норм залізобетонні конструкції розраховують за методом граничних станів. Під граничним станом розуміють такий стан конструкції, після досягнення якого подальша експлуатація стає неможливою унаслідок втрати здатності протидіяти зовнішнім навантаженням або одержанням неприпустимих переміщень чи місцевих ушкоджень. Існує дві групи граничних станів: I – за несучою здатністю; II – за придатністю до нормальної експлуатації.

Розрахунок по першій групі виконують для запобігання руйнування (розрахунок по міцності), утрати стійкості (розрахунок на поздовжній вигин, перекидання, ковзання), утомлене руйнування (розрахунок на витривалість).

Розрахунок по II групі граничних станів проводять для недопущення розвитку надмірних деформацій (прогинів, кутів поворотів), появи тріщин, обмеження ширини розкриття тріщин у бетоні і т.п.

Такий метод розрахунку гарантує, що за період нормальної експлуатації будинку чи споруди не наступить жодний з граничних станів. Конструкції розраховують за цими станами у стадії експлуатації, виготовлення, збереження, транспортування і монтажу.

Відповідно до розглянутого методу всі типи навантажень поділяються на три види: *постійні, тимчасові й особливі*. До *постійних навантажень* відносяться: власна вага конструкцій, тиск ґрунту чи води на підпірні стінки, греблі, гідротехнічні споруди, а також зусилля попереднього напруження; до *тимчасових навантажень* відносяться вітрові, снігові, а також дуже великий клас корисних навантажень від устаткування, складування матеріалів, людей, транспортних засобів, розміщення меблів, приладів, технологічного оснащення, стелажів для книг і т.п. Тимчасові навантаження у свою чергу підрозділяються на *тимчасові тривалої дії і тимчасові нетривалої дії (короткочасні)*. Так, внутрішні цегельні перегородки відносяться до тимчасових навантажень тривалої дії, а вага технологічного матеріалу і людей до навантажень нетривалої дії. Окремі види тимчасових навантажень підрозділяються на два типи (частина тривалої дії, а частина нетривалої дії). Так, снігове навантаження може мати частину тривалого характеру дії, а частину короткочасної дії. Для III снігового району 30% від загальної ваги приймається тривалої дії, а 70% – нетривалої. Тимчасові навантаження від мостових кранів також мають частину загального навантаження тривалої дії і частину нетривалої дії (50÷60% тривалої дії, інша частина нетривалої).

До *особливих навантажень* відносяться сейсмічні (землетрус, виверження вулканів), вибухові (різке порушення технологічного процесу чи результат воєнних дій – бомбардування, артобстріли, вплив ударної хвилі від вибуху бомби), різке деформування земної поверхні (наявність підроблювальних територій, карстові явища, вплив мульди осідання ґрунту).

Усі типи навантажень (постійні, тимчасові й особливі) вводяться в розрахунок тільки у певному сполученні. Існує два види сполучень – *основне* й *особливе*. В *основне* включаються постійні й тимчасові навантаження, в *особливе* входять постійні, тимчасові тривалого характеру й одна з особливих.

Усі регламентаційні вимоги по навантаженнях наведені в нормативному документі СНиП 2.01.07–85 [9].

Слід відзначити ще одну важливу особливість у визначенні навантажень. Усі навантаження в методі розрахунку по граничних станах підрозділяються на *характеристичні* й *розрахункові*, зв'язок між якими встановлюється:

$$q = \gamma_f \cdot q_{ser}, \quad (2.3)$$

де q – розрахункове навантаження; γ_f – коефіцієнт надійності по навантаженню, що встановлюється для кожного виду навантаження самостійно ($\gamma_f = 1,1$ для власної ваги залізобетонних конструкцій, $\gamma_f = 1,2 \div 1,3$ для тимчасових корисних навантажень, $\gamma_f = 0,9$ для ваги підпірних стін і т.п.); q_{ser} – нормативне навантаження, установлене за результатами багатопланового аналізу її значення, або за паспортними даними, або по геометричних розмірах і середній густині речовини, або за наведеними у нормах значеннями.

Важливе значення має задання міцнісних характеристик матеріалів у методі розрахунку за граничними станами. У нормах [6, 7] міцнісні характеристики матеріалів (опір бетону й арматури) також, як і навантаження, поділяються на *характеристичні* й *розрахункові*. Співвідношення між ними має наступний вигляд:

$$R = \frac{R_{ser}}{\gamma_i}, \quad (2.4)$$

де R_{ser} – нормативний опір матеріалу; R – розрахунковий опір; γ_i – коефіцієнт надійності, практично завжди більший одиниці для першої групи граничних станів і рівний одиниці для другої групи граничних станів.

Розрахунковий опір матеріалів (бетону й арматури) завжди менше нормативного, тобто з метою підвищення надійності розрахунку дійсні міцнісні характеристики матеріалів штучно занижуються.

Нормативну призмову міцність бетону визначають за емпіричною формулою $R_{b,ser} = B (0,77 - 0,00125B)$, (2.6) але не менше $0,72B$.

Розрахунковий опір бетону для розрахунку за першою групою граничних станів визначають діленням нормативного опору (формула (2.4)) на відповідні коефіцієнти надійності по бетону – при стиску $\gamma_{bc} = 1,3$, при розтягу $\gamma_{bt} = 1,5$; допускається приймати $\gamma_{bt} = 1,3$ якщо виконується контроль міцності бетону на розтяг.

При розрахунку конкретних залізобетонних конструкцій, які працюють у заданих складних умовах, допускається коригувати розрахунковий опір бетону шляхом множення цієї величини на коефіцієнти умов роботи ($\gamma_{b1}, \gamma_{b2}, \gamma_{b3}, \gamma_{b4}, \gamma_{b5}$ і т.д.). Дані коефіцієнти можуть як підвищувати розрахун-

кові опори, так і знижувати їх. Значення цих коефіцієнтів наводяться в нормах СНиП 2.03.01-84*.

Нормативний опір арматури $R_{s,ser}$ установлюють з урахуванням статистичної мінливості міцності з довірчою імовірністю 0,95 і приймають рівним для стержнєвої арматури фізичній границі текучості σ_y чи умовній границі текучості $\sigma_{0,2} = 0,8\sigma_u$, де σ_u – тимчасовий опір арматури при розтязі. Для високоміцної арматури найчастіше нормативний опір арматури приймають рівним тимчасовому опору σ_u .

Розрахункові опори арматури на розтяг і стиск при розрахунку за першою групою граничних станів знаходять за формулою

$$R_s = R_{s, ser} / \gamma_s, \quad (2.8)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності по арматурі, для А240С, А300С $\gamma_s = 1,05$; для А400С $\gamma_s = 1,1$; для В_p-І $\gamma_s = 1,1$; для В-ІІ, В_p-ІІ, К-7, К-19 $\gamma_s = 1,2$.

При розрахунку елементів на дію поперечної сили розрахункові опори арматури знижуються введенням коефіцієнта умов роботи $\gamma_{sI} = 0,8$, позначають цей опір величиною R_{sw} .

Крім того, розрахункові опори арматури R_s , R_{sc} і R_{sw} слід множити на додаткові коефіцієнти умов роботи: γ_{s3} , γ_{s4} – при багаторазовому прикладанні навантаження; γ_{s5} – у зоні передачі напруження на бетон; γ_{s6} – для високоміцної арматури, що працює при напруженнях вище умовної границі текучості.

Таким чином, підводячи підсумок існуючим міцнісним параметрам бетону й арматури, можна зробити висновок про те, що для бетонів існують у нормах тільки дві міцнісні характеристики R_b , R_{bt} , а для арматури три – R_s , R_{sc} , R_{sw} . Слід строго розрізняти характеристичні і розрахункові опори бетону й арматури: характеристичні опори – більші величини, а розрахункові опори – менші. Значення нормативних й розрахункових опорів бетону й арматури наведені в додатках І і ІІ. При визначенні навантажень характеристичні навантаження менші величини, а розрахункові – більші.

Загальний принцип розрахунку залізобетонних конструкцій за першою групою граничних станів зводиться до того, що переріз конструкцій буде мати необхідну міцність, якщо зусилля від зовнішніх розрахункових навантажень не перевищують зусиль, сприйнятих перерізом при розрахункових опорах матеріалів з урахуванням коефіцієнтів умов робіт.

РОЗДІЛ 3

ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ

До елементів, що згинаються, відносяться плити, балки, ригелі рам, підпірні стінки, фундаменти та цілий ряд інших конструкцій. Вони можуть бути самостійними чи входити до складу окремих конструкцій і споруд, таких як ребристі балкові перекриття, елементи каркасів споруд, мостів, естакад, резервуарів, панельних будівель і т.п.

Плити. Плитами називають плоскі конструкції, товщина яких δ значно менше ширини b і довжини l . Товщину монолітних плит приймають: для покриттів 40-50 мм, для міжповерхових перекриттів житлових і громадських будинків – 60 мм, для плит з легкого бетону класу 7,5 і нижче – 70 мм. Мінімальна товщина збірних залізобетонних плит – 25-30 мм.

Армують плити звареними або в'язаними сітками. Стержні робочої арматури плит приймають від 3 до 10 мм, установлюючи їх у середній частині прольоту плити знизу і на опорах угорі з кроком 100-200 мм при товщині плити менше 150 мм і з кроком, рівним $1,5\delta$ – при товщині плити більш 150 мм, але не більше 400 мм.

Площу перерізу робочої арматури плит визначають розрахунком. У суцільних плитах відстань між робочими поздовжніми стержнями не повинна перевищувати 400 мм, причому площа перерізу стержнів, доведених до опори, повинна складати не менше 1/3 площі стержнів у прольоті. Розподільчі стержні, які спрямовані перпендикулярно до робочих і утворюють з ними сітку, забезпечують правильне положення робочих стержнів, сприймають невраховані за розрахунком зусилля від усадки бетону і зміни температури, а при дії місцевих навантажень розподіляють їх на велику площу. Діаметр розподільчих стержнів призначають від 3 до 8 мм, крок 200–350 мм, площа поперечного перерізу розподільчої арматури повинна складати не менше 10% від площі робочої.

У порожнистих чи ребристих плитах робочу арматуру у вигляді стержнів чи канатів розташовують по осі кожного ребра плити або поблизу від цієї осі. Верхні полки обов'язково армують плоскими розрахунковими або конструктивними сітками.

Балки. Балкою називають лінійну конструкцію, в якій розміри поперечного перерізу значно менші від її довжини. Поперечні перерізи залізобетонних балок без попереднього напруження арматури звичайно бувають прямокутні, таврові (з полицею угорі чи знизу) або трапецієподібні. Залежно від призначення, величини навантаження і довжини прольоту висота балок змінюється в широких межах – от 1/8 до 1/15 прольоту. У балках з попередньо напруженою арматурою висота може складати тільки 1/20 прольоту. З метою типізації елементів висоту перерізу балок приймають кратною 50 мм (150, 200, 250 і т.д.) до 600 мм і кратною 100 мм при більшій висоті. Ширина перерізу приймається рівною $0,3 \div 0,5h$.

Балки армують поздовжніми робочими стержнями, поперечними стержнями (хомутами) і монтажними стержнями для з'єднання поздовжніх і поперечних стержнів у жорсткі каркаси. В окремих випадках балки можуть мати відігнуті (похилі) стержні, що називаються відгинами. Діаметр поздовжньої робочої арматури повинен бути не менше 10 мм. Межі зміни цього діаметру складають від 10 до 40 мм. У балках розрізняють робочу, конструктивну і монтажну арматури. *Робоча* встановлюється з розрахунку, *конструктивна* – за умовами надійного і зручного при бетонуванні конструктивного рішення сіток і каркасів, *монтажна* – для кріплення робочої і конструктивної арматури у єдиний каркас. Для зручності укладання бетону відстань у світлі між окремими стержнями повинна складати не менше діаметра арматури і не менше 25 мм для нижніх рядів і не менше 30 мм для верхніх. Можливі поперечні перерізи для зварених і в'язаних каркасів наведені на рис. 3.1.

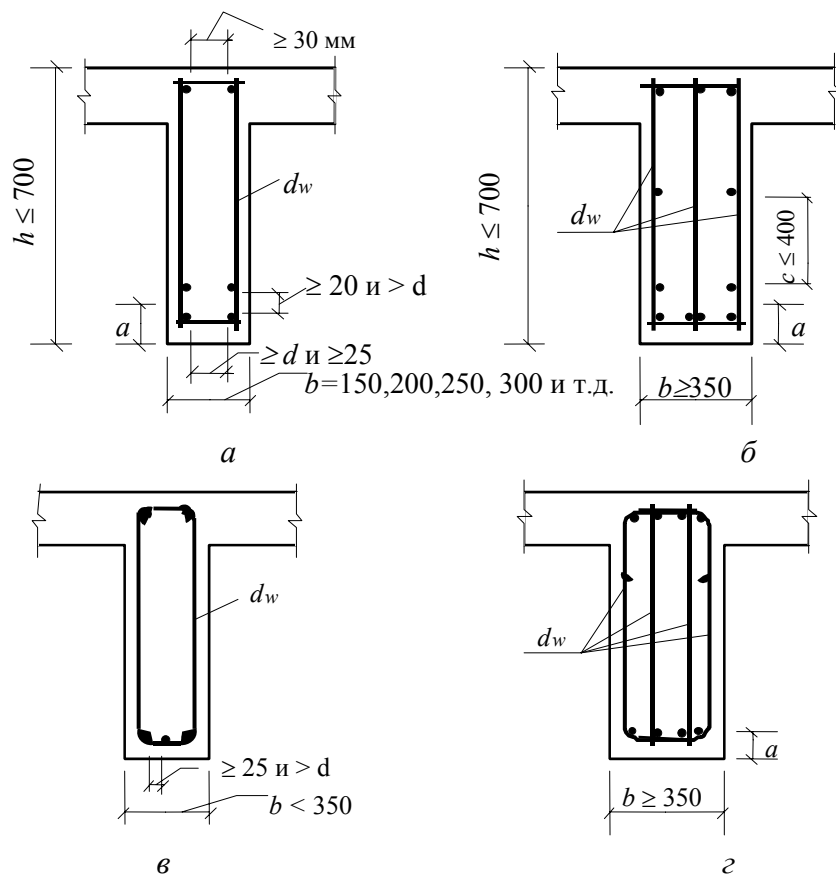


Рис. 3.1 – Розміщення арматури в поперечному перерізі балок:
а, б – зварені каркаси; в, г – в'язані каркаси

Поперечне армування виконують у вигляді замкнутих чи не замкнутих хомутиків. Робочу поперечну арматуру встановлюють на ділянці 1/4 прольоту від опор, а конструктивну поперечну арматуру в середній частині прольоту. Поперечна арматура потрібна, щоб не відбувалося руйнування балок по похилих перерізах від зусилля Q , а поздовжня арматура, щоб не було руйнувань по нормальних перерізах від згинаючого зусилля M .

3.1. Розрахунок міцності за нормальними перерізами

Розглянемо роботу простої залізобетонної балки на двох шарнірних опорах під впливом зовнішнього навантаження P . У міру зростання навантаження в балці з'являються нормальні тріщини, розташовані в середній частині балки, і похилі, розташовані ближче до опор. При наближенні навантаження до граничного, балка може руйнуватися або за нормальними перерізами, або за похилими (рис. 3.2).

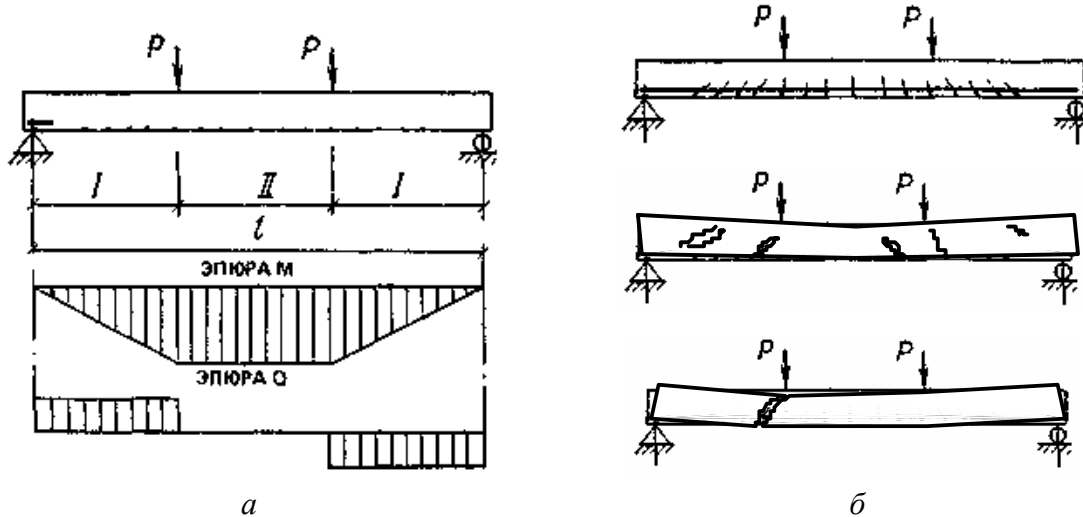


Рис. 3.2 – Можливі форми руйнування залізобетонної балки при згині:
а – епюри внутрішніх зусиль M і Q у балці; б – розвиток нормальних і похилих тріщин і можливе руйнування за нормальними чи похилими перерізами

Необхідно чітко уявляти, що руйнування по нормальних перерізах відбувається від дії згинаючого моменту M , а руйнування – по похилих перерізах від дії поперечної сили Q .

Проаналізуємо докладніше процес руйнування по нормальних перерізах. Залежно від величини площі перерізу арматури, розташованої в нижній частині балки, може змінюватися висота стиснутої зони бетону x . А зміна висоти стиснутої зони x приводить до можливих двох форм руйнування перерізу – або по розтягнутій зоні (по арматурі), або по стиснутій зоні (по бетону). Розрахункова схема внутрішніх зусиль у довільному перерізі балки, що згинається, може бути показана у вигляді умовної схеми, наведеної на рис. 3.3.

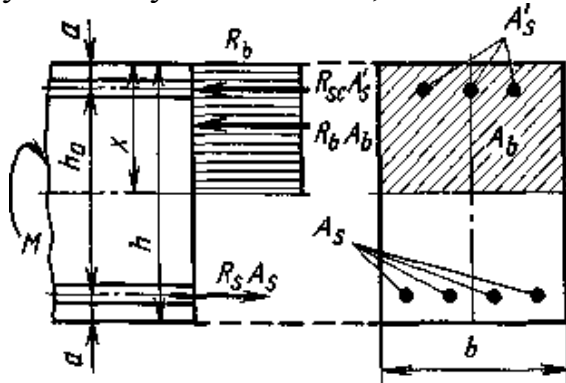


Рис. 3.3 – Розрахункова схема внутрішніх зусиль для елемента, що згинається, з подвійною арматурою

У зв'язку з тим, що розглядається плоска система зусиль, то для неї можна скласти три рівняння рівноваги. Одне з них (сума проєкцій усіх сил на вертикальну вісь y) дає тотожність, рівну нулю. Залишаються ще два рівняння:

$$\sum N_{x-x} = 0; \quad M_{A_s} = 0.$$

Запишемо ці два рівняння докладніше:

$$\sum N_{x-x} = 0; R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s; \quad (3.1)$$

$$M_{A_s} = 0; M = R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (3.2)$$

У цих рівняннях R_s, R_{sc}, R_b – розрахункові опори арматури (розтягнутої і стиснутої) і бетону; A_s і A'_s – площі перерізу розтягнутої і стиснутої арматури.

З рівняння (3.1) визначають висоту стиснутої зони бетону x , а з рівняння (3.2) – несучу здатність елемента, що згинається. Значення A_s і A'_s вважаються відомими.

Розмежування між двома випадками руйнування за нормальними перерізами роблять по параметру $\xi = x/h_0$, що зветься відносна висота стиснутої зони бетону. Цю величину порівнюють із граничною відносною висотою стиснутої зони бетону ξ_R .

Якщо $\xi \leq \xi_R$, то буде відбуватися руйнування по розтягнутій зоні перерізу (по арматурі); якщо $\xi > \xi_R$, те руйнування буде по стиснутій зоні бетону (по бетону). Це другий випадок руйнування, характерний для переармованих перерізів.

Значення величини ξ_R характеристичні документи рекомендують знаходити за залежністю

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.3)$$

де $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$; R_b – призмьова міцність бетону в МПа; σ_{SR} – напруження в арматурі залежно від способу його створення, $\sigma_{SR} = R_s$ для ненапружених елементів; $\sigma_{sc,u}$ – граничне напруження в арматурі стиснутої зони, рівне 400 МПа при $\gamma_{b_2} = 1$ і 500 МПа при $\gamma_{b_2} = 0,9$.

При розрахунку перерізів залізобетонних елементів прагнуть до першого випадку руйнування як найбільш економічного; переармовані перерізи (другий випадок руйнування) економічно недоцільні, але вони можуть виникати при дотриманні конструктивних вимог і знакозмінних моментах, а також в окремих випадках вимог підвищеної тріщиностійкості.

3.1.1. Елементи прямокутного профілю

При проектуванні елементів прямокутного профілю, що згинаються, можуть виникати різні задачі підбору поздовжньої арматури. Найчастіше зустрічаються задачі підбору нижньої розтягнутої арматури при умовній чи фактичній відсутності верхньої (стиснутої) арматури. Такі задачі називаються – підбір арматури в згинаних елементах з одиночною арматурою.

Умову міцності для таких елементів записують у вигляді

$$M \leq \gamma_{b_2} R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) \quad (3.4)$$

або

$$M \leq R_s A_s \left(h_0 - \frac{x}{2} \right). \quad (3.5)$$

Висоту стиснутої зони визначають з рівняння

$$R_s A_s = R_b \cdot b \cdot x; \quad (3.6)$$

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b A_b}. \quad (3.7)$$

Для підбору арматури користуються табличним способом. Сутність його полягає в наступному. При заданому зовнішньому моменті M і параметрах перерізу b і h визначають коефіцієнт α_m :

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2}. \quad (3.8)$$

За цим коефіцієнтом з табл. 3.1 визначають допоміжні коефіцієнти ξ і ζ . Значення α_m , ξ і ζ можна інтерполювати. У деяких літературних джерелах параметри α_m , ζ і ξ позначені A_0 , η і ξ .

За параметром ξ перевіряють умову $\xi \leq \xi_R$, а потім знаходять розрахункову площу арматури:

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0}. \quad (3.9)$$

Користуючись сортаментом арматури, підбирають конкретну площу арматури з вказівкою її діаметра. Після чого перевіряють відсоток армування перерізу

$$\mu\% = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100. \quad (3.10)$$

Якщо елемент, що згинається, має подвійну арматуру, тоді можливі дві проектно-розрахункові задачі:

1. Задано розміри b і h і зовнішній момент M . Потрібно визначити площі перерізів A_s і A'_s .

Приймається рівність $x = \xi_R h_0$, тоді можна визначити A'_s , користуючись рівнянням (3.2):

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R \gamma_{b_2} R_b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}; \quad \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R), \quad (3.11)$$

Таблиця 3.1 – Допоміжна таблиця для розрахунку елементів прямокутного перерізу, що згинаються, з одиночною арматурою

$\xi = x/h_0$	$\xi = 1 - 0,5\zeta$	α_m	$\xi = x/h_0$	$\xi = 1 - 0,5\zeta$	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,10	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,165	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

а потім з рівняння (3.1) визначається A_s :

$$A_s = A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} + \xi_R \frac{R_b b h_0}{R_s} . \quad (3.12)$$

2. Задано розміри b і h і стиснута арматура A'_s , а також зовнішній момент M . Потрібно визначити A_s .

Спочатку визначається параметр α_m :

$$\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{\gamma_{b_2} R_b b h_0^2} ; \quad (3.13)$$

потім з табл. 3.1 знаходять значення ξ , після чого знаходять A_s :

$$A_s = \frac{R_{sc} A'_s}{R_s} + \xi \frac{R_b b h_0}{R_s}; \quad (3.14)$$

Якщо виявиться, що $\alpha_m > \alpha_R = 0,455$, тоді площу A'_s збільшують до таких значень α_m , щоб воно стало менше α_R , або збільшують розміри перерізу b і h .

3.1.2. Елементи таврового профілю

Елементи таврового профілю широко застосовуються у практиці промислового, цивільного і сільськогосподарського будівництва. Тавровий переріз мають балки, прогони, підкранові балки, плити покриття, елементи монолітних перекриттів, арки та цілий ряд інших елементів.

Таврові перерізи економічніші прямокутних, тому що площа стиснутого бетону при наявності стиснутої полиці збільшується, а непрацюючого – розтягнутого – скорочується. В основному таврові перерізи армують у розтягнутій зоні розрахунковою арматурою, у стиснутій полиці встановлюють тільки конструктивну арматуру.

У монолітних ребристих перекриттях ширина полиці b'_f приймається не більше відстані між поздовжніми ребрами c (рис. 3.5) і не більше $1/3$ прольоту поздовжнього ребра з додаванням ширини b .

Для вільних звисів b'_f обмежується розмірами звисів: у кожен сторону не більш $6h'_f$ при відношенні $h'_f/h > 0,1$, при меншому відношенні величина звису приймається $3h'_f$.

При розрахунку таврових перерізів розрізняють два характерних випадки, пов'язаних з положенням нейтральної осі. Може бути розташування цієї осі в полиці, а може бути в ребрі. Для визначення випадку розрахунку використовують величину несучої здатності полиці M_f :

$$M_f = \gamma_{b2} R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f). \quad (3.15)$$

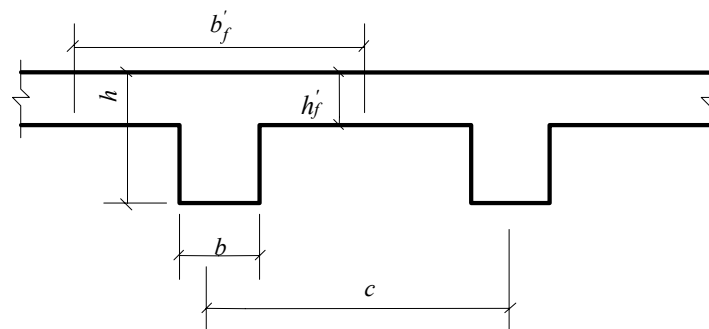


Рис. 3.5 – Основні параметри таврових перерізів

Якщо $M_f > M$, де M – зовнішній момент, тоді нейтральна вісь проходить у полиці, і розрахунок виконують як для прямокутного перерізу шириною b'_f . Якщо $M_f < M$, тоді нейтральна вісь опускається в ребро і розрахунок виконують з урахуванням роботи окремо ребра й окремо полиць. У

наступних записах γ_{b_2} умовно опускають. Умову міцності для першого випадку розрахунку записують у вигляді

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5x). \quad (3.16)$$

Положення висоти стиснутої зони бетону x визначають з рівняння

$$R_b b'_f x = R_s A_s. \quad (3.17)$$

Для випадку, коли нейтральна вісь перетинає ребро, умову міцності записують у вигляді

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f). \quad (3.18)$$

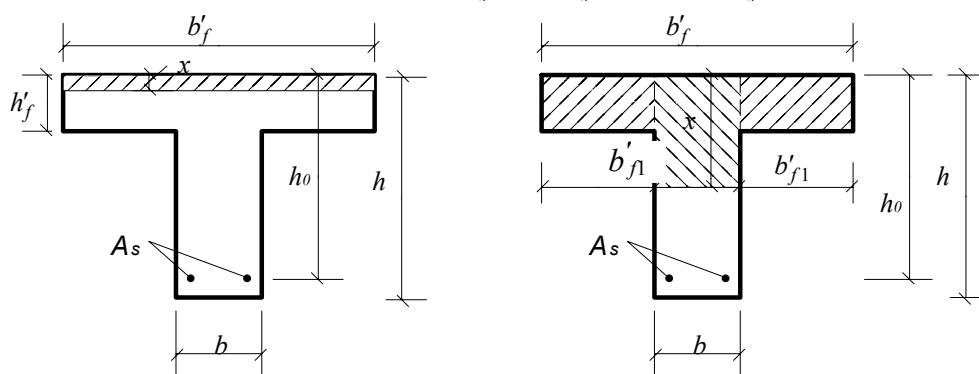


Рис. 3.6 – Розташування нейтральної осі в таврових перерізах (у полиці й ребрі)

Підбір арматури для таврових перерізів виконують в такій послідовності:

- 1) визначають розташування нейтральної осі за формулою (3.15);
- 2) якщо нейтральна вісь проходить у полиці, тоді обчислюють параметр α_m

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2},$$

по цьому параметру з табл.3.1 знаходять ξ і ζ ;

- 3) обчислюють площу арматури A_s :

$$A_s = \frac{M}{\zeta R_s h_0};$$

- 4) якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, тоді спочатку визначають величину моменту, що сприймають звіси полиці:

$$M_{f_1} = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f); \quad (3.19)$$

- 5) за цим моментом обчислюють частину робочої арматури A_{s_1} :

$$A_{s_1} = \frac{M_{f_1}}{R_s (h_0 - 0,5h'_f)}; \quad (3.20)$$

- 6) потім визначають другу частину арматури, що відповідає роботі ребра: $\alpha_m = \frac{M - M_{f_1}}{R_b b h_0^2}$; за табл.3.1 знаходять ζ і ξ

$$A_{s_2} = \frac{M - M_{f_1}}{\zeta R_s h_0}; \quad (3.22)$$

7) визначається сумарна площа арматури:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}. \quad (3.23)$$

3.2. Розрахунок міцності за похилими перерізами

Від дії зовнішніх навантажень руйнування по похилих перерізах може відбуватися від згинаючого моменту, від поперечної сили і від роздроблення стиснутої зони між похилими тріщинами, викликане дією головних стискаючих напружень.

Умову міцності похилого перерізу на дію поперечної сили виводять з правил рівноваги припорної частини залізобетонного елементу, відсіченого похилою тріщиною (рис.3.7). Міцність похилого перерізу вважається забезпеченою, якщо поперечна сила від зовнішніх навантажень менше поперечної сили, сприйманої похилим перерізом:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s, inc}, \quad (3.24)$$

де Q – рівнодіюча зовнішніх навантажень, розташована по одну сторону від похилого перерізу (рис.3.7); Q_b – поперечне зусилля, сприймане бетоном стиснутої зони в похилому перерізі; Q_{sw} і $Q_{s, inc}$ – поперечні сили, сприймані хомутами і відгинами.

Величина Q визначається в перерізі на відстані c від опори.

Щоб виключити роздроблення бетону стиснутої зони між похилими тріщинами, слід перевіряти умову

$$Q \leq 0,3\varphi_{w_1}\varphi_{b_1}R_bbh_0, \quad (3.25)$$

де

$$\varphi_{w_1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw}; \quad (3.26)$$

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{bs}$; A_{sw} – загальна площа перерізу поперечної арматури;

$\varphi_{b_1} = 1 - \beta R'_b$; $\beta = 0,01$ для важких і дрібнозернистих бетонів, $\beta = 0,02$ для легких бетонів.

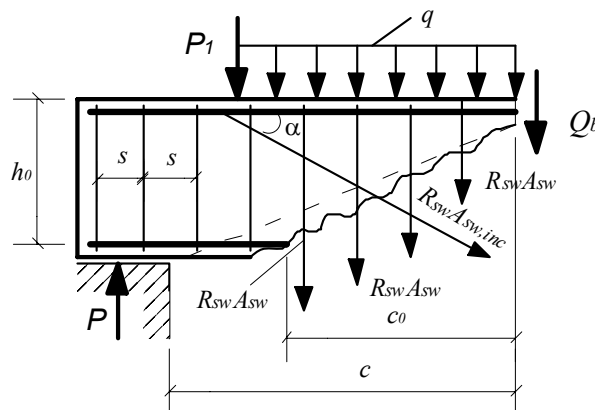


Рис. 3.7 – Розрахункова схема внутрішніх зусиль у похилому перерізі

Якщо умова (3.25) не задовольняється, необхідно збільшити розміри перерізу чи підвищити клас бетону. Величину Q_b визначають

$$Q_b = \frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}; \quad (3.27)$$

де $\varphi_{b_2} = 2$ для важких бетонів, $\varphi_{b_2} = 1,5 \div 1,9$ для легких бетонів; φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив полиць у таврових перерізах на підвищення поперечної сили Q_b :

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0}; \quad (3.28)$$

Величину b'_f приймають не більш $3h'_f + b$; φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив на поперечну силу поздовжнього зусилля P_0 , що обжимає бетон

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P_0}{R_{bt} b h_0}; \quad \varphi_n \leq 0,5. \quad (3.29)$$

Сума коефіцієнтів φ_f і φ_n з одиницею не перевищує 1,5:

$$1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5.$$

Особливої уваги заслуговує величина c – довжина проекції найбільш небезпечного варіанта руйнування по бетону. Норми рекомендують визначати c за формулою

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q}}, \quad (3.30)$$

де q – зовнішнє рівномірно-розподілене навантаження.

Однак для зосереджених сил c приймають рівним відстані від опори до першої зосередженої сили, але не менше h_0 . Максимальне значення c різними авторами приймається по-різному від $c = 2,5h_0$ до $c = 3,33h_0$, у нормах величина c не регламентована. Тому можна рекомендувати $h_0 \leq c \leq 2,5h_0$ для рівномірно розподіленого навантаження, при цьому $c_{\max} = 0,16 \varphi_{b_4} R_{bt} b$; $\varphi_{b_4} = 1,5$; а для комбінованих навантажень $h_0 \leq c \leq 3,33h_0$.

Значення Q_{sw} можна обчислити за формулою

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (3.31)$$

де q_{sw} – зусилля в хомутах на одиницю довжини s ,

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}. \quad (3.32)$$

Значення c_0 знаходять за формулою

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b_2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{q_{sw}}}, \quad (3.33)$$

при цьому вводять обмеження $h_0 \leq c_0 \leq 2h_0$.

При обчисленні Q_b аналізують мінімальне значення Q_b , при якому сам бетон може сприйняти зовнішню поперечну силу без хомутів:

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b_3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0, \quad (3.34)$$

$\varphi_{b_3} = 0,6$ для важких бетонів і $\varphi_{b_3} = 0,5$ для легких бетонів. Якщо виявиться, що $Q \leq Q_{b,\min}$, тоді поперечна арматура в розрахунку не потрібна, вона встановлюється конструктивно. Ці конструктивні вимоги наступні: крок поперечної арматури s приймають залежно від висоти балки. Якщо $h \leq 450$ мм, то $s = h/2$ і не більш 150 мм, якщо $h > 450$ мм, то $s = h/3$ і не більше 500 мм.

Для хомутів, встановлених за розрахунками, повинна задовольнятися умова $q_{sw} \geq Q_{b,\min} / 2h_0$.

Величину поперечної сили, сприймана відгинами, обчислюють за формулою

$$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw,inc} A_{sw,inc} \sin \alpha. \quad (3.35)$$

Для визначення сумарної площі похилих стержнів (відгинів) можна скористатися формулою, виходячи з нерівності (3.24):

$$\Sigma A_{sw,inc} = \frac{Q - (Q_b + Q_{sw})}{R_{sw} \sin \alpha}. \quad (3.36)$$

При розрахунку відгинів перевіряють кілька контрольних перерізів, у яких відбувається зміна армування поперечною арматурою.

3.3. Конструктивні особливості елементів, що згинаються

Для визначення економічності прийнятих конструктивних рішень після розрахунку елементів, що згинаються, за нормальними перерізами необхідно визначити коефіцієнт армування μ :

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0}, \text{ чи в } \% \mu = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100\%. \quad (3.37)$$

Для плит раціональним відсотком армування вважається $\mu = 0,1 \div 0,5\%$, для балок $\mu = 1,5 \div 2\%$. Мінімальний відсоток армування 0,05% для плит і балок.

Діаметр поперечної арматури (хомутів) рекомендується приймати в межах $0,25d_{np}$, де d_{np} – діаметр поздовжньої арматури. Крок поперечних стержнів призначається або з розрахунку, або конструктивно відповідно до вказівок п.3.2. Розрахунковий крок хомутів устанавлюється на приопорних ділянках у межах $1/4$ прольоту, в середній частині прольоту крок хомутів приймають рівним $3/4h$, відстані між хомутами – кратними 50 мм.

Величина захисного шару для поперечної арматури повинна складати не менше 10 мм, для поздовжніх стержнів захисний шар призначається не менше діаметра арматури і не менше 20 мм. У плитах захисний шар для робочої арматури може складати 10 мм, а для монтажної 5 мм. Площа по-

перечних конструктивних стержнів приймається не менше 10% перерізу робочої арматури.

З метою уніфікації висота балок призначається дільною 50 мм, якщо вона на більше 600 мм, і дільною 100 мм при великих розмірах. Ширину балок приймають $(0,3 \div 0,5)h - 100, 120, 150, 200, 220, 250$ і далі дільною 50 мм. У балках шириною 150 мм і більше встановлюють не менш двох каркасів, при ширині менше 150 мм допускається встановлювати один каркас.

При армуванні балок в'язаними каркасами діаметр хомутив приймають не менше 6 мм при висоті балок до 800 мм, і не менше 8 мм при більшій висоті. Хомути в прямокутних перерізах виконують замкнутими, у таврових відкритими зверху. У балках шириною більше 350 мм установлюють багатогілкові хомути.

У балках висотою більше 700 мм у бічних граней ставлять додаткові поздовжні стержні на відстанях за висотою не більше 400 мм, площа кожного з цих стержнів повинна складати не менше 0,1% від площі бетонної частини перерізу, рівній напівсумі відстаней до найближчих стержнів і половині ширини балки. Ці стержні разом з поперечною арматурою стримують розкриття похилих тріщин.

Якщо висота балок складає менше 150 мм допускається не встановлювати поперечну арматуру, можна обмежитися тільки сполучними стержнями.

Відстань від торця арматури до грані бетонного перерізу повинна складати $10 \div 15$ мм у балках і $5 \div 10$ мм у плитах.

Р О З Д І Л 4

СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

До стиснутих елементів відносяться колони, стояки рам, верхні пояси і стояки залізобетонних ферм, перегородки і стіни будинків, стіни прямокутних резервуарів з покриттям, елементи сільськогосподарських споруд та багато інших конструкцій. У більшості випадків стиснуті елементи сприймають вплив поздовжньої сили N і згинаючого моменту M . У цьому випадку говорять про позацентрово стиснутий елемент. Ексцентриситет $e_0 = M/N$, що з'являється в цьому випадку, називають розрахунковим. Якщо ж момент M відсутній, а діє тільки стискаюча сила N , то даний вид стиску називається умовно центрально стиснутим елементом з випадковим ексцентриситетом. Розмір випадкового ексцентриситету e_a приймають рівним більшому зі значень: $1/600$ довжини елемента і $1/30$ висоти перерізу елемента, але не менше 1 см.

При розрахунку стиснутих елементів з'являється небезпека прояву втрати стійкості. Втрата стійкості розглядається 1-го роду, тобто при дії критичної сили N_{cr} відбувається інтенсивне руйнування стиснутого елемента від зростання прогинів. У розрахунках це явище оцінюють за допомогою коефіцієнтів φ і η .

4.1. Розрахунок умовно центрально стиснутих елементів

Умовно центрально стиснутим елементом називається такий, в якого є тільки стискаюче зусилля N , а $M = 0$. Такі елементи можуть ще називатися стиснутими елементами з випадковими ексцентриситетами. У літературі існує спрощений метод розрахунку несучої здатності таких елементів. Розрахункова довжина їх не повинна перевищувати $\ell_0 \leq 20h$, армовані вони симетричною арматурою класів А240С, А300С, А400С, а переріз має квадратну чи прямокутну форми.

Умова міцності для цих елементів має наступний вигляд:

$$N = \eta\varphi[R_b A_b + R_{sc}(A_s + A'_s)] , \quad (4.1)$$

де N – розрахункова поздовжня сила; A_b – площа бетону, $A_b = bh$; A'_s і A_s – верхня і нижня площі перерізу арматури; η – коефіцієнт поперечного перерізу, $\eta = 1$ при $h > 200$ мм і $\eta = 0,9$ при $h \leq 200$ мм; φ – коефіцієнт поздовжнього вигину, що залежить від гнучкості елемента $\lambda = \ell_0/h$;

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_s - \varphi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b A_b} , \quad (4.2)$$

при цьому $\varphi_b \leq \varphi_s$; R_{sc} – розрахунковий опір арматури стиску. Значення коефіцієнтів φ_s і φ_b наведені в табл.4.1.

Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнтів φ_s і φ_b залежно від λ і відношення N_ℓ / N

Гнучкість $\lambda = l_0/h$	Значення φ_b для			Значення φ_s для		
	$N_l/N = 0$	0,5	1,0	$N_l/N = 0$	0,5	1,0
6	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,92/0,92	0,92/0,92
8	0,9	0,91	0,90	0,92/0,91	0,91/0,91	0,91/0,90
10	0,91	0,90	0,89	0,91/0,91	0,91/0,90	0,90/0,89
14	0,89	0,85	0,81	0,89/0,87	0,87/0,83	0,86/0,80
16	0,86	0,80	0,74	0,87/0,84	0,84/0,79	0,82/0,7
18	0,83	0,73	0,63	0,84/0,80	0,80/0,72	0,77/0,66
20	0,80	0,65	0,55	0,81/0,75	0,75/0,65	0,70/0,58

У таблиці прийняті такі позначення: N – повне розрахункове навантаження; N_l – навантаження тривалої дії; l_0 – розрахункова довжина колони; приймають для збірних конструкцій $l_0 = H$, для монолітних $l_0 = 0,7H$, де H – висота поверху. У чисельнику наведені значення φ_s , якщо площа проміжних стержнів між крайніми рядами $A_{s1} < (A_s + A'_s)/3$, а в знаменнику, якщо $A_{s1} \geq (A_s + A'_s)/3$, де A_{s1} – площа внутрішніх проміжних стержнів.

Послідовність розрахунку арматури при заданих параметрах перерізу b і h полягає в наступному. Спочатку задають значення $\eta = \varphi = 1$, потім визначають $(A_s + A'_s)$:

$$A_s + A'_s = \frac{\frac{N}{\eta\varphi} - R_b A_b}{R_{sc}}. \quad (4.3)$$

Після цього визначають за формулою (4.2) значення φ з урахуванням параметрів φ_b і φ_s по табл.4.1. Потім при отриманому значенні φ , вже не рівному 1, уточнюється сумарна площа A_s і A'_s . За цією площею по сортаменту підбирають конкретну арматуру і розподіляють по перерізу. Цей метод розрахунку називається методом послідовних наближень.

При вирішенні задачі по одночасному підборі площі бетону й арматури при заданому навантаженні приймають $\eta = \varphi = 1$ і додатково задають коефіцієнт армування $\mu = 0,01$. Використовуючи формулу (4.1), можна одержати площу перерізу бетону

$$A_b = \frac{N}{\eta\varphi(R_b + \mu R_{sc})}. \quad (4.4)$$

Ця площа служить для визначення розмірів перерізу b і h . Розміри приймають дільними 50 мм. Після цього визначають площу арматури за вищенаведеною методикою. Максимальний відсоток армування колон не повинен перевищувати 3%.

4.2. Конструктивні особливості стиснутих елементів

Колони армують поздовжніми стержнями діаметром 12-40 мм, для збірних конструкцій мінімальний діаметр арматури повинен бути не менше 16 мм. Клас арматури приймаємо А300С, А400С, в окремих випадках А500С. Поперечну арматуру виконують з сталі класу А240С і Вр-I. Діа-

метр поперечної арматури не менше 5 мм, приймається в межах $0,25d_{\text{прод.}}$, найчастіше діаметр поперечної арматури 6-8 мм. Поздовжні стержні встановлюють з кроком не більше 400 мм. Тому, якщо з розрахунку досить установити два стержні по одній грані при її ширині 500 мм, то за конструктивними вимогами між ними повинен бути встановлений ще один стержень діаметром 12-16 мм. Мінімальний захисний шар бетону повинен бути не менше діаметра арматури і не менше 20 мм. Поперечна арматура встановлюється з урахуванням умов зварювання різних діаметрів. Вимоги по співвідношенню діаметрів, що зварюються, викладені в спеціальних інструктивних матеріалах. Не рекомендується зварювати діаметри 3, 4, 5 мм з діаметрами 16, 20, 25 мм унаслідок перепалу поперечної арматури.

Насичення поперечного перерізу стиснутих елементів поздовжньою арматурою оцінюють коефіцієнтом (чи відсотком) армування μ (μ у %). В елементах з випадковим ексцентриситетом $\mu = (A_s + A'_s)/bh$, а в елементах з розрахунковим ексцентриситетом встановлюють два значення μ : для розтягнутої зони – $\mu = A_s/bh_0$ і для стиснутої зони – $\mu' = A'_s/bh_0$. Оптимальним відсотком армування вважається $\mu=1\div2\%$. Мінімальний встановлюється залежно від гнучкості елемента. При гнучкості $\lambda < 17$ $\mu_{\min} = 0,05\%$ (для A_s і A'_s), при гнучкості $17 \leq \lambda \leq 35$ $\mu_{\min} = 0,1\%$, при гнучкості $35 \leq \lambda \leq 83$ $\mu_{\min} = 0,2\%$, при гнучкості $\lambda > 83$ $\mu_{\min} = 0,25\%$. Рекомендується максимальне значення $\mu = 3\%$; більший відсоток армування допускається тільки при відповідному обґрунтуванні.

При загальному насиченні елемента поздовжньою арматурою більш 3% крок хомутів приймають не більше 300 мм і $10d$. При призначенні кроку хомутів конструктивні поздовжні стержні діаметром 12 мм до уваги не приймають.

Позацентрально стиснуті елементи виконують з бетону класу В15 і вище (включаючи стояки рам, окремі колони і розпірки), важко навантажені колони з $N \geq 2000$ кН повинні виготовлятися з бетону класу не нижче В25. Якщо колони виконують монолітними і висота будинку не перевищує трьох поверхів, то для робочої поздовжньої арматури може прийматися арматура діаметром 12 мм. Мінімальний переріз колон повинен бути не менше 250х250 мм. Великі розміри приймають з градацією 50 мм, 100 мм, тобто 300х300; 350х350; 350х400; 400х400; 400х600; 500х500; 500х600, 500х800 і т.д.

Р О З Д І Л 5

МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ

5.1. Коротка історія розвитку металевих конструкцій. Номенклатура та область застосування металевих конструкцій. Основні властивості та робота матеріалів, що застосовуються у будівельних металевих конструкціях. Сталі, робота сталі під навантаженням

У будівництві застосовують різноманітні металеві конструкції, форма і конструктивне вирішення яких найчастіше залежать від призначення:

- елементи металевих чи змішаних каркасів виробничих будівель – балки, прогони, ферми, ригелі, колони, з'єднання тощо;
- листові конструкції, до яких належать трубопроводи великих діаметрів, місткості для зберігання рідин (резервуари), газів (газгольдери), сипких матеріалів (бункери і силоси), споруди і установки металургійних, нафтопереробних, хімічних виробництв, об'єктів енергетики (захисні й несучі оболонки домен, повітрянагрівачів, ректифікаційних колон, реакторів тощо);
- висотні споруди – вежі й щогли ліній радіо- та телезв'язку, мереж електропередач, бурові вежі, геодезичні знаки, димові й вентиляційні труби;
- конструкції автомобільних та залізничних мостів, естакади підприємств;
- рухомі конструкції мостових, баштових і порталних кранів, великих екскаваторів, гідротехнічні споруди тощо;
- каркаси багатоповерхових (висотних) цивільних будівель;
- великопрольотні конструкції покрівель ангарів, цехів авіа, судно та машинобудування, лабораторій, громадських споруд (театрів, кіноконцертних залів, ринків, критих стадіонів, виставкових павільйонів);
- інші конструкції, до яких висувають особливі вимоги, наприклад, пов'язані з дослідженням космосу, атомною енергетикою тощо.

Широке застосування металевих конструкцій у будівництві є наслідком таких основних позитивних характеристик: висока надійність, зумовлена однорідністю металу; легкість (висока міцність й модулі пружності сталей і алюмінієвих сплавів зумовлюють меншу їх масу порівняно з аналогічними залізобетонними чи дерев'яними); індустріальність (металеві конструкції виготовляють з готових прокатних, пресованих чи гнутих профілів, найчастіше на високо механізованих підприємствах, монтують їх спеціалізовані організації з мінімальними витратами ручної праці, вони мають високий ступінь заводської готовності); непроникність для рідин і газів, високі захисні властивості від впливу іонізуючих та інших шкідливих випромінювань.

Одночасно суттєвими є недоліки металевих конструкцій, а саме: недостатня корозійна стійкість, спричинена високою хімічною активністю металу внаслідок взаємодії з різними реагентами середовища і його руйнуванням при переході в оксиди, солі та інші сполуки; мала вогнестійкість

внаслідок швидкого нагрівання елементів металевих конструкцій до температури переходу в пластичний стан через високу теплопровідність металу та невеликі розміри перерізів.

Сучасний підхід до застосування металевих конструкцій передбачає створення оптимальної конструктивної форми, економічної на всіх етапах виготовлення, монтажу та експлуатації. Основні критерії її вибору:

- відповідність функціонального призначення будівлі та споруди умовам експлуатації і технологічним вимогам виробництва;
- достатня несуча здатність, надійність і довговічність;
- щонайменші маса та трудомісткість виготовлення і монтажу конструкцій;
- мінімальна вартість як кожної окремої конструкції, так і будівлі в цілому;
- висока продуктивність монтажу;
- відповідність умовам потокового високомеханізованого та автоматизованого виготовлення (найменша кількість типорозмірів конструкцій, зручні для переміщення поточковими лініями габарити елементів, можливість поділу конструкцій на частини, що поступово укрупнюються);
- естетичність зовнішнього вигляду;
- зручність догляду під час експлуатації.

У будівництві найсуттєвішої економії металу досягають при підвищенні його міцнісних характеристик, тобто при застосуванні сталей підвищеної та високої міцності, ширшому запровадженні алюмінієвих сплавів, економічніших профілів і прогресивних конструктивних форм.

Активні експериментальні й теоретичні дослідження виконують у напрямі оптимізації форми прокатних і холодно формованих профілів та розширення їх сортаменту, особливо таких ширококовжливаних, як двотаврові, швелерні, кутникові, трубні тощо.

Створення попередньо напружених металевих конструкцій зі штучним регулюванням зусиль дає змогу досягнути сприятливого розподілу останніх шляхом активного втручання у роботу окремих конструкцій чи їх систем і таким чином зменшити витрату металу.

На стадії виготовлення та монтажу найбільший ефект дає уніфікація об'ємно-планувальних рішень і типізація конструктивних форм, яка зумовлює збільшення повторюваності вузлів, окремих деталей, елементів конструкцій і тим самим сприяє підвищенню рівня механізації та автоматизації процесів. Крім того, проекти багаторазового використання (у тому числі типові) відзначаються вищим технічним рівнем. При їх використанні економія сталі досягає 10 %, а продуктивність праці зростає на 10...12 %.

Більшість будівельних металевих конструкцій виготовляють з прокатної сталі, її частка становить близько 95 % всього обсягу металевих конструкцій; конструкцій з алюмінієвих сплавів – близько 5 %, а виливків зі сталі та чавуну – менше 1 %.

Перевага сталі як матеріалу для металевих конструкцій зумовлена високою міцністю та значно нижчою вартістю і енергомісткістю порівняно з алюмінієвими сплавами. Окрім цього, сталь має вищі значення модуля пружності, межі витривалості, вогнестійкості, менший коефіцієнт лінійного розширення, а також простіше зварюється.

Однак необхідно зазначити, що обсяги використання алюмінієвих сплавів у будівництві зростають з року в рік. Цьому сприяє збільшення виробництва алюмінію та зниження його вартості. Переваги алюмінієвих сплавів – значно ширша сировинна база, менша щільність, вища корозійна стійкість, простота формоутворення профілів, вища транспортабельність

Як зазначено вище, сталі та алюмінієві сплави мають зернисту будову з хаотичною орієнтацією кристалічних ґраток зерен, чим і пояснюються однакові властивості металу в усіх напрямках. Під дією невеликого навантаження розтягу атомні ґратки зерен дещо спотворюються і зразок металу деформується. Після припинення дії навантаження форма зерен та кристалічних ґраток відновлюється, а атоми займають попередні місця. Тобто деформація має пружний характер. Залежність між деформацією і значенням зусилля лінійна.

Під дією навантажень, які дорівнюють або перевищують напруження межі текучості чи умовної межі текучості, у кристалічних ґратках відбуваються зсуви, після припинення дії навантаження з'являється залишкова пластична деформація, яка не відновлюється. Накопичення пластичних деформацій призводить до порушення цілісності металу, тобто до його руйнування.

Руйнування буває в'язке (пластичне) – від зсуву; крихке – внаслідок відриву, і змішане.

Дотичні напруження та пластичні деформації, зумовлені переміщенням дислокацій, є причинами *в'язкого руйнування*. У процесі такого руйнування відбувається скупчення дислокацій і пов'язаних з ними пластичних деформацій у певних місцях, що зумовлює виникнення шийки — потоншення матеріалу та появу тріщин.

Крихке руйнування є наслідком розвитку пружних деформацій металу до руйнівних в умовах, коли утруднені пластичні зсуви (наприклад, при плоскому чи об'ємному розтягу). У цьому випадку спостерігається розрив міжатомних зв'язків кристалічних ґраток більшості зерен при дуже незначних зсувах в окремих зернах. Опір матеріалу на відрив суттєво залежить від його структури. Грубозернистість знижує опір відривові і межу текучості. Отже основним завданням легування і термічної обробки є отримання дрібнозернистої однорідно зміцненої структури.

При роботі на стиск метал поводить себе, як при розтязі. Значення межі текучості модуля пружності і довжина ділянки текучості дорівнюють аналогічним показникам при розтягу. Але зруйнувати внаслідок стискання короткі зразки, виготовлені з пластичних металів, не вдається, оскільки зразок розплющується.

5.2. Основи розрахунку металевих конструкцій. Основні положення розрахунку. Нормативні та розрахункові опори сталі

Групи граничних станів

Метою розрахунку будівельних конструкцій є забезпечення необхідних умов експлуатації будівлі чи споруди і достатньої їх міцності при найменших витратах матеріалів та праці на виготовлення, монтаж і експлуатацію, тобто найменшій зведеній вартості. Останнім часом конструкції розраховують на силові та інші впливи за граничними станами, при яких вони перестають задовольняти вимоги, поставлені під час зведення та експлуатації.

Граничні стани об'єднують у дві групи:

- граничні стани першої групи призводять до вичерпання несучої здатності конструкцій, зумовлюють їх непридатність до подальшої експлуатації;
- граничні стани другої групи зумовлюють непридатність конструкцій до нормальної експлуатації чи знижують їх довговічність внаслідок значного деформування.

Нормальною вважають експлуатацію, яка здійснюється відповідно до технологічних або побутових умов без обмежень, передбачених у нормах чи завданні на проектування. При граничних станах другої групи експлуатація конструкцій можлива тільки при встановленні відповідних обмежень.

Найпоширенішими граничними станами першої групи є в'язке, крихке, втомне чи іншого характеру руйнування, спричинене силовими впливами; руйнування від одночасної дії силових факторів та несприятливих впливів зовнішнього середовища; загальна втрата стійкості форми; втрата стійкості положення; якісна зміна конфігурації; резонансні коливання; стани, при яких виникає необхідність припинити експлуатацію через текучість матеріалу, зсуви у з'єднаннях, повзучість, наявність тріщин у металевих конструкціях тощо.

До граничних станів другої групи належать надмірні переміщення, осідання, кути поворотів, коливання, розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях.

Надійність конструкцій забезпечується розрахунком, який повинен враховувати невідомі значення навантажень та їх поєднання, несприятливі впливи, можливі відхилення у механічних характеристиках матеріалів, а також умови експлуатації й особливості роботи конструкції. Розрахунок виконують на основі ідеалізованих припущень та розрахункових схем, які мають відображати дійсні передумови роботи конструкції. При необхідності враховують геометричну і фізичну не-лінійність, деформаційні властивості матеріалів, просторову роботу конструкцій.

Нормативні й розрахункові опори

Основними показниками опору металу силовим впливам є нормативні опори R_{yn} та R_{un} , встановлені відповідно до межі текучості, чи умовної межі текучості, та межі міцності. Ці значення регламентуються нормами проектування з урахуванням статистичної мінливості опорів та умов контролю таким

чином, щоб їхня забезпеченість становила не менше 0,95. Оскільки за державними стандартами контрольні чи бракувальні характеристики металу мають рівну або вищу забезпеченість (0,95... 0,995), то для металевих конструкцій значення нормативних опорів матеріалів дорівнюють їм.

Значення нормативного опору приймають за межею текучості чи межею міцності залежно від характеру роботи конструкції і властивостей сталі. У більшості випадків при обчисленнях використовують нормативний опір за межею текучості, оскільки при перевищенні напруженнями межі текучості в елементах, що згинаються чи розтягуються, розвиваються пластичні деформації і спостерігаються великі переміщення, а стиснені елементи втрачають стійкість. У випадках, коли застосовуються пластичні сплави і згідно з характером роботи конструкції допускаються значні деформації, а несуча здатність визначається міцністю (наприклад, відтяжки, більшість тросових конструкцій, деякі конструкції з високоміцних сталей), нормативний опір приймають за межею міцності.

Оскільки механічні властивості металів перевіряються на металургійних заводах шляхом вибірових випробувань, у конструкції може потрапити метал з властивостями, нижчими за встановлені державним стандартом. Окрім цього, механічні властивості металу контролюють при осьовому розтягові на невеликих зразках правильної форми. Насправді метал працює у великорозмірних конструкціях, найчастіше при складних напружених станах, металовироби можуть мати також від'ємні допуски до розмірів. Вплив цих факторів на зниження несучої здатності конструкцій враховується коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m . Розрахунковий опір визначають шляхом ділення на нього нормативного опору:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m}; \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}.$$

Значення γ_m залежить від статистичних даних про однорідність металу. Наприклад, для вуглецевих сталей, які масово випускають тривалий час за добре опрацьованою технологією (ТУ 14-1-3023-80), його значення найменші: $\gamma_m = 1,025$, а для відносно нової сталі 12 ГН2МФАЮ (ТУ 14-1-11772-76) – $\gamma_m = 1,15$.

Приймаючи числові значення нормативних R_{yn} , R_{un} і розрахункових R_y , R_u опорів та коефіцієнтів надійності за матеріалом, необхідно керуватися відповідними нормами (наприклад, для сталі – СНиП П-23-81*). Зазначені опори служать для оцінки міцності елементів конструкцій на дію розтягу, стиску, згину. Водночас при роботі матеріалу на зсув, зминання, розтяг у напрямку товщини прокату міцність матеріалу інша. Тому нормативними документами встановлені розрахункові опори також і для різних напружених станів: R_s – зсув, R_p – зминання торцевої поверхні, R_{th} – розтяг поперек товщини прокату та інші.

5.3. Метод розрахунку за граничним станом: розтягнутих, стиснутих та згинальних елементів

Метод граничних станів

Відповідно до перелічених положень граничні нерівності розрахунку можуть бути записані у такому вигляді:

для першої групи граничних станів

$$\sum f(F_i) \cdot \psi \cdot \gamma_f \leq R_n \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_m},$$

де $f(F_i)$ – функція, яка відображає зв'язок між навантаженням F і зумовленими ним напруженнями; R_n – нормативний опір матеріалу; для другої групи граничних станів

$$\delta \leq \delta_u \frac{1}{\gamma_n},$$

де δ і δ_u – відповідно деформація елемента, зумовлена поєднанням навантажень, і граничне значення деформації.

Розвиток методу полягає в удосконаленні параметрів розрахункових формул, що характеризують залежність між навантаженням і напруженням, та прийомів розрахунку конструкцій і споруд, виявленні нових граничних станів і особливостей їх виникнення та уточненні значень коефіцієнтів ψ , γ_c , γ_f , на підставі статистичної обробки існуючих даних будівельної практики і досліджень, визначенні впливу різних умов експлуатації та розробці більш досконалих конструктивних рішень з урахуванням цих впливів, поглибленому вивченні властивостей матеріалів при різних напружених станах і впливах і уточненні значень K_n , γ_n , γ_m .

Центрово-розтягнені елементи

Робота центрально-розтягнутого елемента під навантаженням описується діаграмою розтягу металу. Розрахунок таких елементів виконують за формулою

$$\delta = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – осьове зусилля розтягу; A_n – площа поперечного перерізу стержня нетто за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо.

Розрахунок міцності розтягнутих елементів, у яких під час експлуатації допускаються пластичні деформації, для сталей зі співвідношенням $\frac{R_n}{\lambda_u} > R_y$ можна виконати за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_u \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

У цьому випадку доцільно використовувати сталі, які мають великі запаси пластичних деформацій.

У центрально-розтягнутих елементах складеного перерізу, які утворені кількома прокатними профілями (наприклад, двома швелерами, з'єднаними

у двотавровий чи замкнений прямокутний переріз, двома кутниками, що утворюють тавровий чи хрестовий переріз), крок прокладок або інших з'єднувальних елементів не повинен перевищувати $80i$, де i – найменший радіус інерції окремого профілю.

Центрово-стиснені елементи. Міцність і стійкість

Міцність коротких центрово-стиснених стержнів розраховують аналогічно за формулами для центрово-розтягнених, що пояснюється відповідністю діаграм розтягу та стиску металу.

У довгих стиснених елементах несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості. Якщо прямий стержень стискати центрально прикладеною силою, то він буде залишатися прямолінійним і навіть при невеликому відхиленні, зумовленому деяким впливом, повертатиметься у попередній прямолінійний стан після припинення впливу. Тобто стержень перебуває у стійкому стані рівноваги. При поступовому збільшенні навантаження стискальна сила досягає такого значення, що будь-яке невелике відхилення стержня від початкового прямолінійного зумовлює швидке зростання викривлення. У цьому випадку осьова сила досягає свого критичного значення.

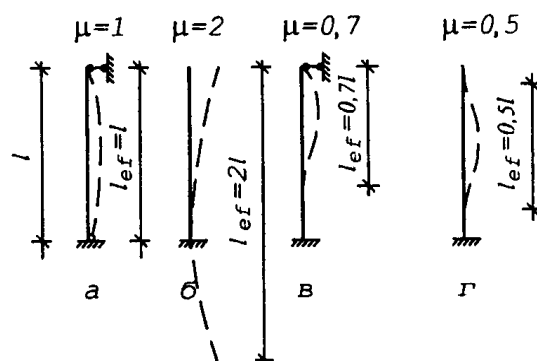
Значення критичного навантаження і відповідного йому критичного напруження залежить від способу закріплення стержня та геометричних характеристик перерізу. Збільшення кількості зв'язків, якими закріплені кінці стержня, зумовлює підвищення несучої здатності. За основу для порівняння взято стержень з шарнірним закріпленням кінців. Зміна способу кріплення спричинює зміну форми поздовжнього згину при втраті стійкості. Але її можна привести до основної схеми шляхом заміни дійсної довжини l її розрахунковим значенням l_{ef} :

$$l_{ef} = \mu \cdot l,$$

де μ – коефіцієнт зведення довжини стержня.

Аналогічно, впливає жорсткість перерізу. Чим вищий момент інерції перерізу стержня I при сталій площі, тим вища його несуча здатність. Застосуємо відому з курсу опору матеріалів формулу обчислення критичного навантаження для центрово-стисненого стержня, виведену Ейлером:

$$F_{cr} = \pi^2 E \frac{I_{\min}}{l_{ef}^2}.$$



Розрахункові довжини стиснених стержнів
Переїшовши до критичних напружень

$$\sigma_{cr} = \frac{F_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E I_{\min}}{l_{ef}^2 A},$$

та підставивши радіус інерції $i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$ і гнучкість $\lambda = \frac{l_{ef}}{i_{\min}}$, одержуємо

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}.$$

Таким чином, несуча здатність залежить лише від гнучкості стержня, оскільки чисельник – величина стала. Отже, несучу здатність стержня можна підвищити за рахунок зменшення гнучкості, не збільшуючи площі перерізу і, тим самим, матеріаломісткості.

Формула Ейлера справедлива тільки для сталих значень модуля пружності металу E , що спостерігається при великій гнучкості і напруженнях, менших за межу пропорційності. Водночас розрахунковий опір металу має вищі значення. Теоретичне обчислення критичних напружень дуже ускладнюється, оскільки втрата стійкості проходить при частковому розвитку пластичних деформацій і змінних значеннях E . Сьогодні цю задачу розв'язують, використовуючи замість модуля пружності E зведений модуль T , за допомогою якого стержень, що працює у пружно-пластичній стадії, замінюють еквівалентним йому пружним. У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору R_y і коефіцієнта поздовжнього згину φ :

$$\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi.$$

Таким чином, перевірка стійкості матиме вигляд

$$\sigma < \sigma_{cr},$$

або у розгорнутому вигляді з урахуванням коефіцієнта умов роботи конструкції

$$\sigma = \frac{N}{A} \leq R_y \cdot \varphi \cdot \gamma_c.$$

При обчисленні коефіцієнта φ доцільно використовувати таблиці, в яких подано його значення залежно від гнучкості. У нормах також наведені аналітичні залежності з використанням умовної гнучкості:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}.$$

Отримані за рекомендаціями норм значення коефіцієнта поздовжнього згину дещо нижчі, ніж за формулою Ейлера. Рівняння Ейлера справедливе для ідеально прямолінійного стержня в умовах центрального стиску. Разом з тим реальні елементи практично завжди мають деяку кривизну, а

при завантаженні спостерігаються випадкові ексцентриситети. Це знижує стійкість стержнів і враховується шляхом зменшення коефіцієнта φ .

У дуже гнучких стержнях зазначені випадковості можуть призвести до передчасної втрати стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості.

Елементи, що згинаються

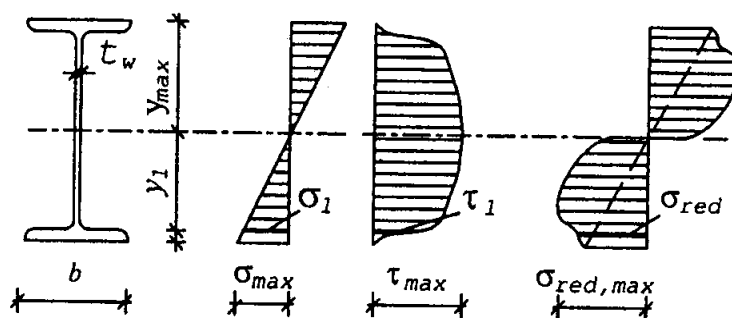
Найбільш типовим прикладом елементів, що згинаються, є балка, на яку одночасно діють згинальні моменти M та перерізувальні сили Q . Згинальні моменти зумовлюють виникнення в поперечних перерізах нормальних напружень

$$\sigma = \frac{M}{I} y,$$

а перерізувальні сили – дотичних

$$\tau = \frac{Q \cdot S}{I \cdot b},$$

де y – відстань від центра ваги перерізу до шару волокон, у яких визначають нормальні напруження; I – момент інерції перерізу відносно головної центральної осі, перпендикулярної до площини дії моменту; S – статичний момент частини площі перерізу, розміщеної між рівнем y і краєм перерізу, відносно цієї ж осі; b – ширина чи товщина перерізу на цьому рівні.



Епюри напружень у двотавровому перерізі балки

Умова міцності при дії нормальних напружень:

$$\sigma_{\max} \leq R_y \gamma_c.$$

Найбільші нормальні напруження спостерігаються у волокнах, які знаходяться найдалі від центра ваги перерізу, тобто при $y = y_{\max}$, отримуємо

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{W_n} R_y \gamma_c,$$

де W_n – момент опору нетто, який враховує послаблення.

Найбільші значення дотичних напружень спостерігаються на рівні нейтральної осі перерізу. Умова міцності при дії цих напружень:

$$\tau_{\max} \leq R_y \gamma_c.$$

Далі маємо

$$\sigma_{\max} = \frac{Q_{\max} \cdot S}{I \cdot t_w} R_y \gamma_c,$$

де S – статичний момент частини перерізу, розміщеної вище або нижче нейтральної осі; t_w – товщина стінки перерізу на рівні нейтральної осі.

При згині стержня у двох площинах відносно осей x та y (так званий косий згин) відповідні нормальні напруження додають і перевірка міцності матиме вигляд

$$\sigma_{tot} = \sigma_{M_x} + \sigma_{M_y} = \frac{M_x}{W_{xn}} + \frac{M_y}{W_{yn}} \leq R_y \gamma_c.$$

Для балок є обов'язковими перевірки міцності стінки на дію дотичних і зведених напружень.

5.4. Зварні з'єднання. Види зварки та їх характеристика.

Види зварних з'єднань, класифікація швів та їх характеристика.

Болтові з'єднання (заклепочні) та їх конструювання

Класифікація та характеристика зварних швів

За конструктивними ознаками розрізняють стикові, кутові й прорізні шви.

Стиковими швами з'єднують елементи, розміщені в одній площині (рис. 5.1, а). Ці шви найраціональніші, бо створюють найменші концентрації напружень. Їхнім недоліком є необхідність додаткової обробки граней з'єднаних елементів значної товщини для забезпечення повного провару (рис. 5.1, в-є). Чим більша товщина елементів, які підлягають з'єднанню, тим складніший вид обробки використовують і більший кут зрізання граней. Загалом рекомендовані кути найчастіше перебувають у межах $\alpha = 30 - 70^\circ$.

Кутові шви утворюються при наплавленні шва в куті, складеному гранями з'єднаних елементів. За формою вони близькі до трикутника. Залежно від положення відносно напрямку дії зусилля кутові шви поділяють на флангові й лобові. Шви, паралельні лінії дії зусилля, називаються *фланговими* (рис. 5.2, а), а перпендикулярні – *лобовими* (рис. 5.2, б).

Кутові шви створюють значні концентрації напружень, оскільки при передачі зусилля з одного елемента на другий силові лінії дуже викривлюються (рис. 5.2, в).

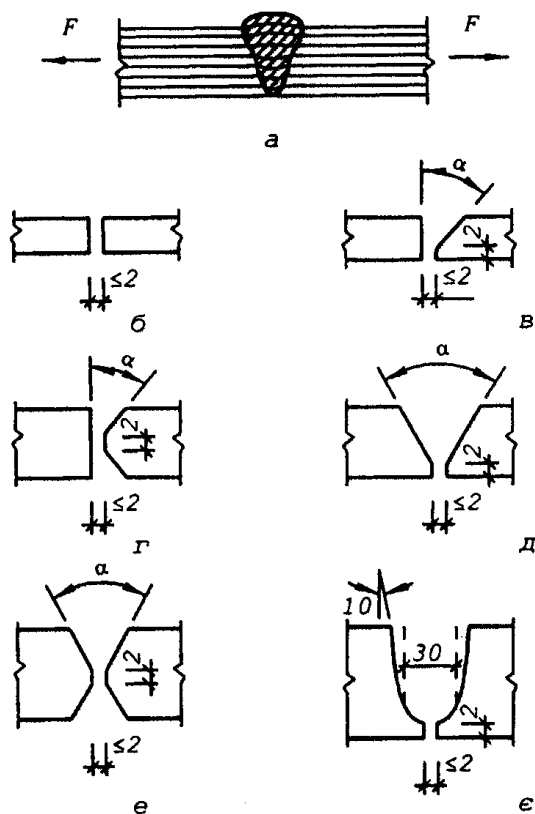


Рис. 5.1 – Стикові шви і обробка граней перед зварюванням:
а – стикове з'єднання і характер силових ліній; б – без обробки;
в, г – односторонні Y- та K-подібні;
б, д – двосторонні V- та X-подібні; ж – криволінійна обробка

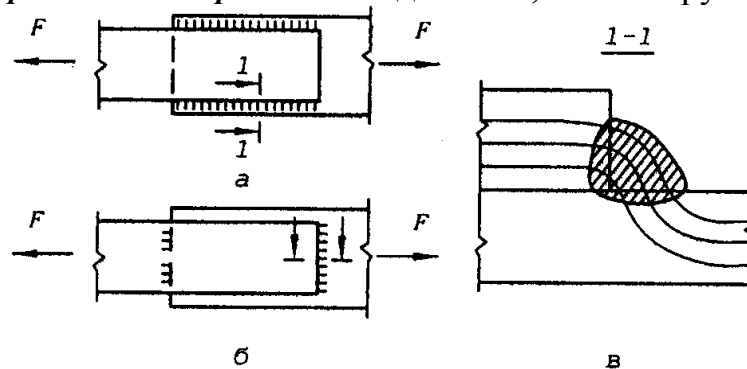


Рис. 5.2 – З'єднання на кутових швах:
а – флангових; б – лобових; в – переріз кутового шва і характер силових ліній

що служать лише для фіксації елементів і не передають значних зусиль. утворює електрозаклепку.

За протяжністю розрізняють шви суцільні й переривчасті.

Прорізні шви утворюються при заповненні металом прорізів у з'єднаних елементах (рис. 5.3). Необхідно зазначити, що виготовлення прорізів дуже трудомістке. Різновидом прорізних швів є електрозаклепки, утворені наплавленням металу в отвори одного зі з'єднаних елементів (рис. 5.3.). Для виготовлення електрозаклепок використовують електроди з тугоплавкими обмазками. Під час зварювання електрод поступово заглиблюється у розплавлений метал, поки верхній елемент не буде проплавлено наскрізь. Тугоплавка обмазка електрода плавиться повільніше, ніж сталеве осердя, і захищає дугу від розплавленого металу. Після видалення електроду розплав заповнює отвір і за призначенням шви поділяють на робочі (розрахункові), які служать для передачі зусиль, близьких до їхньої несучої здатності, та конструктивні,

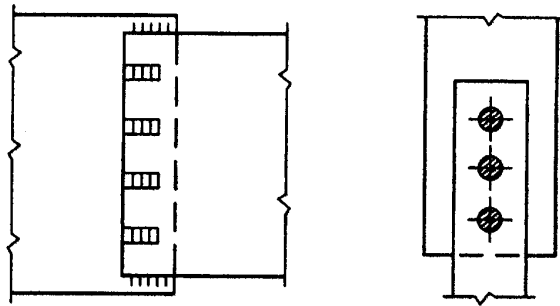


Рис. 5.3 – Прорізні шви

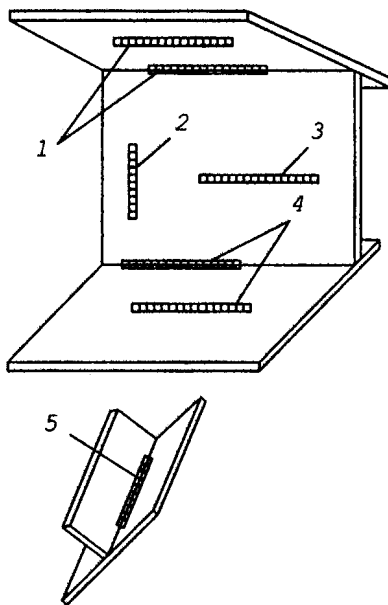


Рис. 5.4 – Положення швів у просторі:
1 – стельові; 2 – вертикальні;
3 – горизонтальні на вертикальній
поверхні; 4 – нижні; 5 – човником

За положенням у просторі під час зварювання шви поділяють на нижні, вертикальні, стельові, горизонтальні на вертикальній поверхні та човником (рис. 5.4). Найзручнішими для виконання є нижні шви. Шви на вертикальній площині складніші й вимагають висококваліфікованого підходу. Найскладнішими є стельові шви, що накладаються знизу.

Якість таких швів нижча, тому при конструюванні їх необхідно уникати.

Загалом у конструкціях зі зварними з'єднаннями необхідно передбачати використання механізованих і автоматизованих способів зварювання

. При проектуванні конструкцій з нижніми швами значної довжини найпродуктивніше автоматичне зварювання. Напівавтоматичне зварювання менш продуктивне. Але при цьому можливе виконання швів будь-якого просторового положення. Можна рекомендувати автоматичне зварювання під шаром флюсу для поясних швів балок, колон та інших елементів довжиною понад 3 м, а також стикових швів – понад 500 мм; напівавтоматичне в середовищі вуглекислого газу – при менших довжинах швів. Якщо ж автоматичне чи напівавтоматичне зварювання виконати неможливо, застосовують ручне.

Види зварних з'єднань

Стандарти на електродугове зварювання передбачають такі види з'єднань: стикове, кутове, таврове, внапуск .

Стикові з'єднання виконують за допомогою стикових швів у балках, ригелях, колонах будівель, резервуарах, газгольдерах, бункерах, силосах, трубопроводах тощо. Особливо доцільні вони в листових конструкціях, оскільки забезпечують найменшу концентрацію напружень, економічні, зручні для фізичних методів контролю якості, герметичності швів.

Таврові й кутові з'єднання використовують для скріплення взаємно перпендикулярних елементів, наприклад, поясних швів балок і колон, приєднання ребер тощо. Такі з'єднання можуть бути з повним і неповним проплавленням товщини. При статичних навантаженнях проектують неповне проварювання, бо проплавлення всієї товщини ускладнює процес зварювання і зумовлює його подорожчання. Повне проплавлення передбачають лише у достатньо обґрунтованих випадках, наприклад, у поясних з'єднаннях підкранових балок, оскільки непровар у корені шва є концентратором напружень і зумовлює значне зниження втомної міцності металу шва.

З'єднання внапуск утворюють з допомогою кутових швів і використовують у більшості монтажних стиків та досить часто у заводських умовах. Для цього виду з'єднання допускаються менші точності виготовлення деталей та спрощується виконання. На відміну від стикових з'єднанням внапуск властиві значні концентрації напружень, що негативно впливають на їхню роботу при динамічних навантаженнях. При статичних навантаженнях і використанні пластичних сталей негативний вплив концентрацій напружень у кутових швах незначний.

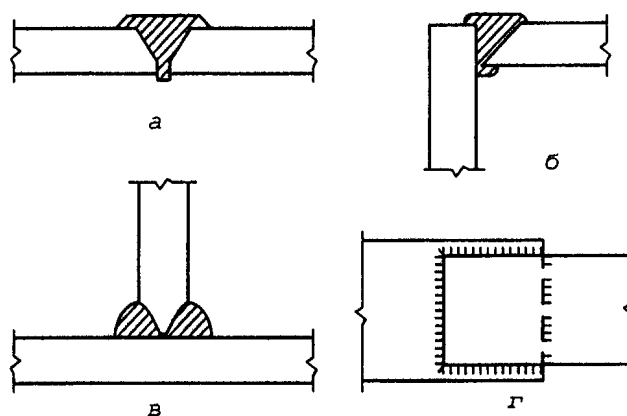


Рис. 5.5 – Види зварних з'єднань: а – стикове; б – кутове; в – таврове; г – внапуск

Застосування у будівельних конструкціях прорізних швів, електрозаклепок і переривчастих швів обмежене. їх можна використовувати у несучих конструкціях, на які не впливають рухомі чи вібраційні навантаження та розтягувальні зусилля, а також у допоміжних елементах. Відстань між переривчастими швами не повинна перевищувати $15t$ у стиснених і $30t$ у розтягнених неробочих елементах (t – найменша товщина з'єднуваних елементів).

Якість зварних швів обов'язково контролюють. Методи контролю регламентовані у частині III «Будівельних норм і правил» на виконання і приймання робіт.

З'єднання на болтах і заклепках

У металевих конструкціях використовують переважно болти діаметром 10...30 мм. Діаметри анкерних болтів досягають 100 мм та більше. Довжина болтів зумовлена конструкцією з'єднання і може змінюватися у широких межах. Розмір головки болта під ключ найчастіше становить $1,5d$.

Розрізняють болти грубої та нормальної точності, підвищеної точності і високоміцні.

Болти грубої та нормальної точності здебільшого використовують у монтажних з'єднаннях для фіксації елементів. Переважно використовують болти М20, а для дрібного фасонного прокату – М16 та М12. Встановлюють болти в отвори, діаметр яких більший за діаметр болтів на 3 мм (для зазначених діаметрів). Отвори формують в окремих з'єднуваних деталях шляхом пробивання чи свердлення. Тому при складанні спостерігається деяке неспівпадіння осей отворів.

При дії сил зсуву використовують болти підвищеної точності та високоміцні болти.

Болти підвищеної точності встановлюють у отвори, номінальні діаметри яких відповідають діаметрам болтів, тобто забезпечуємо щільний контакт між болтом і стінкою отвору. При цьому отвори в усіх з'єднуваних деталях повинні накладатися, бо інакше не вдасться встановити болти. Тому отвори просвердлюють у зібраному й зафіксованому пакеті з'єднуваних елементів або попередньо просвердлюють чи пробивають отвори меншого діаметра в окремих деталях, а після збирання пакету розсвердлюють їх на проектний діаметр. Можливе свердлення отворів в окремих деталях відразу на проектний діаметр. Але тоді обов'язковим є використання кондукторів, які забезпечують точне розміщення отворів.

Виготовляють болти грубої, нормальної, а також підвищеної точності найчастіше з маловуглецевих сталей. При цьому використання болтів з автоматної сталі у будівельних конструкціях не допускається, що необхідно зазначати на кресленнях. Доволі широко застосовують також сталі підвищеної міцності.

Залежно від міцності матеріалу болти об'єднують у класи, які позначають двома числами, розділеними крапкою (наприклад, 4.6, 5.6, 6.6, 8.8). Перше число, помножене на 100, позначає найменше значення межі міцності (МПа), а добуток першого числа на друге збільшений у 10 разів, - значення межі текучості (МПа). Приймають клас болтів згідно з рекомендаціями норм відповідно до напруженого стану та враховуючи кліматичні особливості району будівництва.

Клас міцності гайок повинен відповідати міцності болтів. Гайки класу міцності 4 використовують для болтів класів 4.6, 4.8, 5.6 та 5.8, класів міцності 5 і 6 — відповідно для болтів класів 6.6 і 8.8, класу 8 – для болтів класу 10.9.

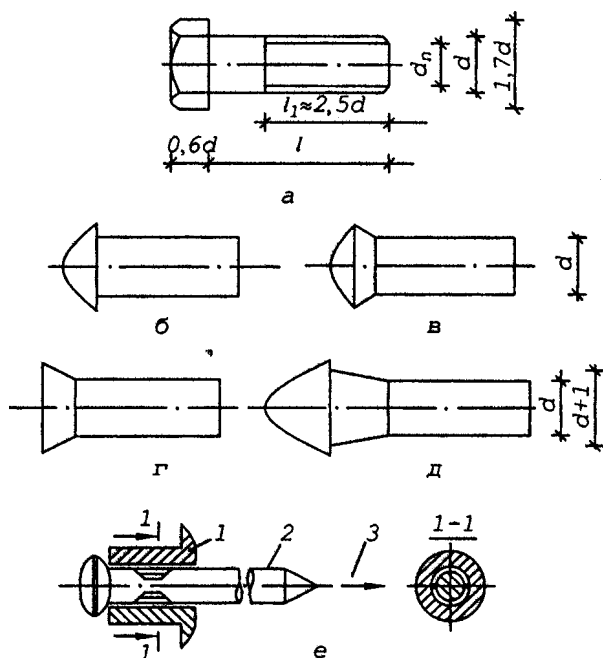


Рис. 5.6 – Болти та заклепки:
*а – болт; заклепки з напівкруглою (б),
 напівпотаємною (в), потаємною (г) та
 підвищеною (д) закладними головками;
 е – комбінована заклепка*

40 ХФА Селект, 30 ХЗМФ, 30 Х2НМФА та інших і піддають термічній обробці для додаткового зміцнення. Застосовують їх у робочих (розрахункових) з'єднаннях, які працюють на зсув чи розтяг. Найпоширенішими є болти діаметрами 20, 24, 30 мм. Встановлюють такі болти в отвори, діаметр яких перевищує діаметр болтів на 1...4 мм.

Утворюють (пробивають чи свердлять) отвори в окремих деталях, тому при збиранні конструкцій має місце певне неспівпадання отворів.

Висока міцність болтів дає змогу інтенсивно обтиснути пакет з'єднаних деталей. Як наслідок, на контактних поверхнях виникають значні зусилля тертя, які забезпечують нерухомість з'єднання при зсувних навантаженнях. Доцільними є такі болти і в з'єднаннях, що передають великі зусилля розтягу. При невеликих зусиллях розтягу більш раціональним є використання дешевших болтів грубої чи нормальної точності.

Для кріплення профільованого настилу до прогонів та елементів фашверку найчастіше використовують самонарізальні болти, які мають спеціальний профіль для нарізання різьби в отворах з'єднаних деталей під час загвинчування. Найпоширенішими є болти діаметром до 8 мм.

Анкерні (фундаментні) болти передають зусилля розтягу на фундамент. Сортамент анкерних болтів передбачає діаметри від 12 до 140 мм. Конструкція анкерних болтів повинна забезпечувати їх надійне закріплення в бетоні.

Останнім часом замість заклепкових з'єднань у сталевих конструкціях найчастіше застосовують високоміцні болти та зварювання. Заклепки використовують дуже обмежено, лише при значних динамічних та вібра-

Під головки болтів грубої, нормальної та підвищеної точності та гайки обов'язково, повинні встановлюватися круглі шайби: не більше двох під гайку і однієї під головку. У місцях прилягання головки болтів до похилих площин ставлять косі шайби, нахили поверхонь яких відповідають кутам спряження площин з'єднуваних елементів. Для закріплення гайок на постійних болтах застосовують контргайки чи пружинні шайби.

Вид закріплення необхідно зазначати у проекті.

Високоміцні болти виготовляють лише з високоміцних сталей 40 Х Селект, 38 ХС Селект,

ційних навантаженнях, їх виготовляють з м'яких сталей (наприклад, Ст2закл., Ст3закл., 09Г2 та інші). Залежно від форми закладної головки розрізняють заклепки з напівкруглими, напівпотаємними, потаємними та підвищеними головками (рис. 5.6,б-д).

Заклепки встановлюють у отвори, діаметр яких на 1,0...1,5 мм більший від діаметра стержня заклепки. Заклепкове з'єднання утворюють у два етапи. Перший – осаджування стержня до повного заповнення отвору, другий – формування замикальної головки. При звичайних заклепках (рис.5.6,б, в) щільне заповнення отвору забезпечується для пакетів товщиною до 3,5d. Більші товщини вимагають осаджування з двох сторін, тобто частина металу закладної головки також повинна переходити в отвір. У цьому випадку використовують заклепки з підвищеною головкою і конічною частиною стержня (рис. 5.6,д).

Клепання виконують за допомогою клепальних молотків чи скоб у гарячому та холодному станах. За гарячим методом заклепки попередньо нагрівають. При машинному клепанні заклепки з вуглецевої сталі нагрівають до 650...700⁰С (яскраво-червоне свічення), а при клепанні пневматичним молотком – до 1000...1100⁰С. Заклепки з низьколегованих сталей при будь-якому способі клепання нагрівають до 1000...1100⁰С. Далі заклепки встановлюють у отвори, осаджують стержень і формують замикальну головку. Тобто деформування заклепок здійснюють при високих температурах, коли матеріал перебуває у пластичному стані. Охолоджуючись, заклепка вкорочується, стискаючи тим самим пакет. Як наслідок, між окремими з'єднуваними елементами виникають суттєві сили тертя, що поліпшують роботу з'єднання на зсув. Для отримання якнайбільших сил тертя дуже важливо витримати заклепку під тиском клепальної скоби чи ударами клепального молотка до температури, нижчої від температури розпаду аустеніту (600...650⁰С), оскільки при переході аустеніту в ферит об'єм металу збільшується, а це знижує величину обтиску пакету. При дотриманні цієї умови залишкові напруження натягу заклепки становлять 120...140 МПа.

У холодному стані заклепки ставлять за звичайних температур, коли матеріал має значну міцність. Тому для осаджування стержня і формування замикальної головки потрібні потужніші клепальні скоби. Натомість не потрібно нагрівати заклепки і витримувати їх під тиском. Тому холодне клепання продуктивніше від гарячого. Зусилля натягу заклепок у цьому випадку менші (близько 20...60 МПа), оскільки виникають лише внаслідок пружної віддачі з'єднаних елементів, стиснутих клепальною скобою.

Листи профнастилу з'єднують між собою комбінованими заклепками діаметром 5 мм, які дають змогу склепати листи, виконуючи роботи з одного боку конструкції, при товщині пакету до 3 мм.

5.5. Балочні конструкції-загальна характеристика. Розрахунок та конструювання центрально стиснутих колон. Компонівка конструкцій ферм, область застосування

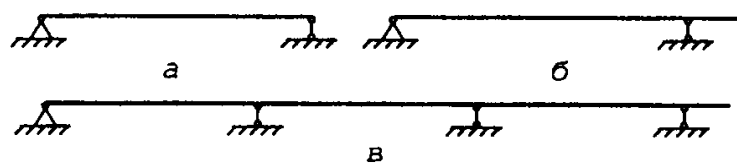
Балками називають елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, що працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз. Це одні з найпоширеніших конструкцій, які використовують як несучі елементи в перекриттях і покрівлях будівель та споруд, робочих майданчиків, естакад, галерей, у мостах тощо. Балки застосовують як при малих (наприклад, прогони легких покрівель), так і значних навантаженнях (балки мостів, підкранові балки тощо).

Найраціональнішими є балки довжиною до 20 м, хоча при інтенсивних навантаженнях ділянка раціональних прольотів збільшується. Так, з успіхом експлуатуються балкові мости з прольотами до кількох сотень метрів.

За статичною схемою балки поділяють на однопролітні розрізні, консольні та нерозрізні багатопролітні (рис. 5.7). За витратою металу ефективнішими є нерозрізні та консольні балки. Але трудомісткість їх виготовлення та монтажу вища, ніж однопролітних.

Найчастіше проектують металеві балки двотаврового перерізу (рис. 5.8). Такий переріз економічний щодо витрати металу і зручний у конструюванні. Застосування двостінних балок виправдано лише при наявності значних крутних моментів. Легкі балки часто виготовляють зі швелерів (наприклад, прогони). Економічними є й балки з перфорованою стінкою, які виготовляють шляхом розрізування прокатних двотаврів по ламаній лінії з подальшим зварюванням виступних частин.

Залежно від прольоту і навантаження балки виготовляють: з прокатних, пресованих та гнутих профілів (рис. 5.8,а,б,в) і складеного перерізу (рис. 5.8,г,д).



*Рис. 5.7 – Найпоширеніші статичні схеми балок:
а – одно пролітна розрізна; б — консольна; в – багато пролітна нерозрізна*

Проектуючи конструкції, необхідно пам'ятати, що балки складеного перерізу дорожчі й трудомісткіші, їх використання обгрунтоване лише тоді, коли прокатні чи гнуті профілі не задовольняють вимоги міцності, жорсткості, стійкості тощо.

Серед балок складених перерізів більш економічними є балки, в яких елементи перерізу з'єднані зварюванням. Трудомісткість виготовлення клепаних балок вища приблизно на 20 %, а металомісткість – на 15 %. Застосування клепаних балок доцільне при значних змінних та динамічних навантаженнях, оскільки вони краще витримують дію таких навантажень.

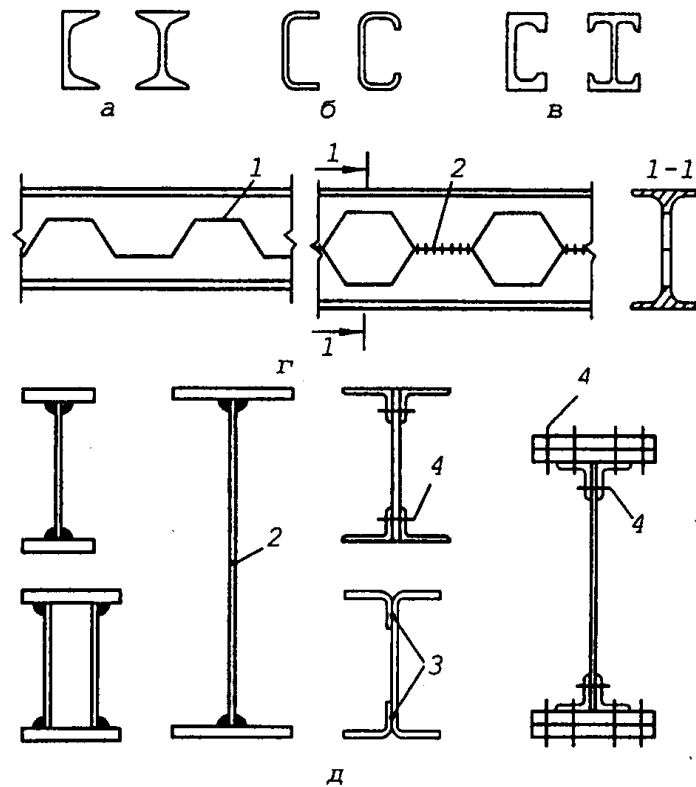


Рис. 5.8 – Приклади найпоширеніших перерізів балок:
а – прокатних; б – гнутих; в – пресованих; г – з перфорованою стінкою;
д – складеного перерізу; 1 – лінія розрізу; 2 – стиковий шов;
3 – точкове зварювання; 4 – болти або заклепки

З метою економії рекомендується використовувати у найбільш напружених ділянках поясів сталі підвищеної міцності, виконуючи всі інші частини з менш міцної вуглецевої сталі (так звані бісталеві балки). Знаходять застосування і попередньо напружені металеві балки, які внаслідок внутрішнього перерозподілу зусиль і використання високоміцних сталей мають зменшену металомісткість і вищу жорсткість.

Балки використовують як у вигляді окремих несучих конструкцій (наприклад, підкранові шляхи), так і у вигляді системи перехресних балок (так званих балкових кліток). Поверх балкових кліток влаштовують настил.

Розглянемо найбільш поширені типи балкових кліток.

Спрощений (рис. 5.9, а) – складається з балок лише одного напрямку, які найчастіше спираються на несучі стіни. Тут корисне навантаження сприймається настилом, передається на балки і далі на стіни.

Нормальний тип (рис. 5.9, б) містить дві системи балок: головні балки та балки настилу, що спираються на головні. Корисне навантаження настилом передається на балки настилу, які, в свою чергу, передають його на головні, а ті – на опори.

Ускладнений тип (рис. 5.9, в) крім головних балок і балок настилу містить ще й допоміжні. Ланцюжок передачі навантаження такий: настил – балки настилу – допоміжні балки – головні балки – конструкції опор (наприклад, колони).

Найпоширенішим і найдешевшим є спрощений тип балкової клітки. Його застосування доцільне при малих прольотах, коли балки можуть бути виконані з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок балок зумовлений конструктивним рішенням настилу.

Широко використовують і нормальний тип балкових кліток. Головні балки, як правило, мають складені перерізи, а балки настилу виготовляють з прокатних, гнутих чи пресованих профілів. Крок головних балок – 3...6 м, а балок настилу залежить від матеріалу настилу – 0,6...1,6 м при металево-му і 2.0...3.5 м – при залізобетонному.

Ускладнений тип застосовують порівняно рідко, лише при розрідженій сітці колон і значних навантаженнях. Це найбільш конструктивно складний і трудомісткий тип балкової клітки.

Колони, як і балки, – найбільш поширені конструкції. Вони призначені для підтримання елементів робочих майданчиків, перекриттів, покриттів, трубопроводів, естакад, шляхопроводів тощо. Навантаженням для колон є опорні реакції конструкцій, що на них спираються. Далі ці зусилля найчастіше передаються на фундаменти або, в окремих випадках, на нижче розміщені конструкції. Колона складається з трьох елементів:

- *оголовника* – конструктивного елемента, на який безпосередньо передаються опорні реакції конструкцій, що спираються на колону;
- *бази* – елемента, який передає зусилля колони на бетон фундаменту;
- *стержня* – основного конструктивного елемента, який передає навантаження з оголовника на базу.

Матеріалом металевих колон найчастіше є сталь. У минулому були поширені чавунні колони. Але маса таких колон велика. Окрім цього, з'єднання чавунних колон з іншими конструкціями складне. Алюмінієві сплави застосовують рідко через високу вартість матеріалу і низьку загальну та місцеву стійкість. За конструкцією колони можуть бути суцільного перерізу та наскрізні

Найдешевшими є колони з прокатних широко-полічкових двотаврів, ширина перерізу яких наближена до висоти. Звичайні двотаври не вигідні, тому що мала ширина перерізу спричинює їх низьку стійкість у площині, паралельній полічкам.

При великих навантаженнях (5000 кН і більше) доцільні складені суцільні перерізи. Найпростіші й економічніші зварні двотаври, які виготовляють на потокових високо механізованих та автоматизованих лініях.

Менш економічно вигідними за витратами металу, але простішими у виготовленні (особливо в умовах будівельного майданчика) є колони з прокатних профілів. Але через обмеженість сортаменту вони мають відносно невелику несучу здатність.

З прокатних профілів можуть компонуватися як відкриті, так і замкнені перерізи.

Колони замкнутого перерізу мають кращий зовнішній вигляд і близьку чи рівну загальну стійкість у всіх напрямках. Але їхні внутрішні поверхні недоступні для огляду і захисту від корозії. Тому при підвищеній агресивності зовнішнього середовища внутрішній об'єм таких колон треба герметизувати, що найпростіше виконати у колонах з труб,

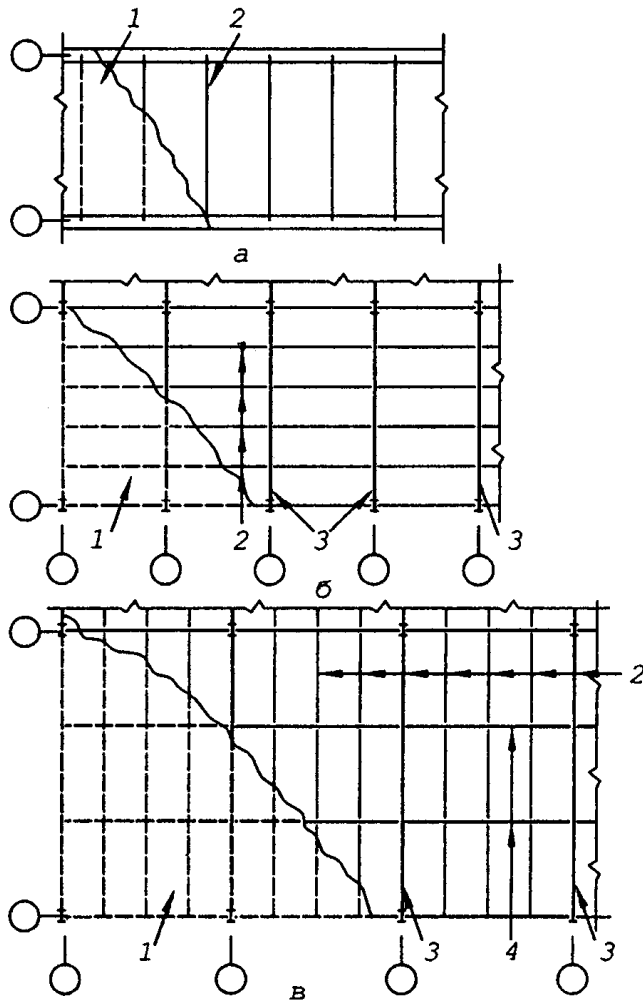


Рис. 5.9 – Типи балкових кліток:
а – спрощений; б – нормальний;
в – ускладнений; 1 – настил; 2 – балки настилу;
3 – головні балки; 4 – допоміжні балки

навантаження, то меншу гнучкість обирають).

Крім площі, обчислюють також потрібні радіуси інерції перерізу:

$$i_x = \frac{l_{ef,x}}{\lambda}; \quad i_y = \frac{l_{ef,y}}{\lambda},$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – розрахункові довжини колони у площинах, перпендикулярних до осей x і y .

Значення l_{ef} обчислюють за формулами:

$$l_{ef,x} = \mu_x \cdot l_x; \quad l_{ef,y} = \mu_y \cdot l_y,$$

де $l_{ef,x}, l_{ef,y}$ – геометричні довжини колони або її ділянок між точками закріплення конструкціями перекриттів, покрівлі або між зв'язками у відповідних площинах; μ_x, μ_y – коефіцієнти зведення довжини, які приймають залежно від способу закріплення колони у відповідних площинах.

але приєднання до них інших конструкцій є складним. При великих навантаженнях і малих розрахункових довжинах і розмірах перерізу (наприклад, колони багатоповерхових висотних будівель) застосовують суцільні прямокутні перерізи, набрані з окремих листів, зварених між собою.

Легкі колони під невеликі навантаження можуть бути виконані з гнутих профілів.

Добираючи суцільний переріз колони, завантаженої осьовою силою N , у першу чергу визначають потрібну площу:

$$A = \frac{N}{\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c}.$$

Для знаходження коефіцієнта поздовжнього згину φ попередньо задаються гнучкістю λ . Як свідчить досвід проектування, у першому наближенні доцільно приймати $\lambda = 50 \dots 100$ (що більше

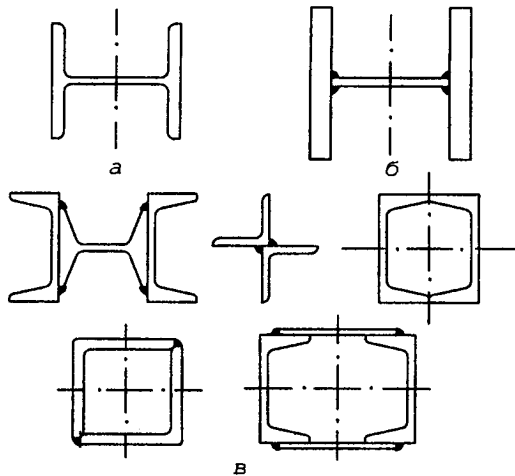


Рис. 5.10 – Поширені типи перерізів суцільних колон

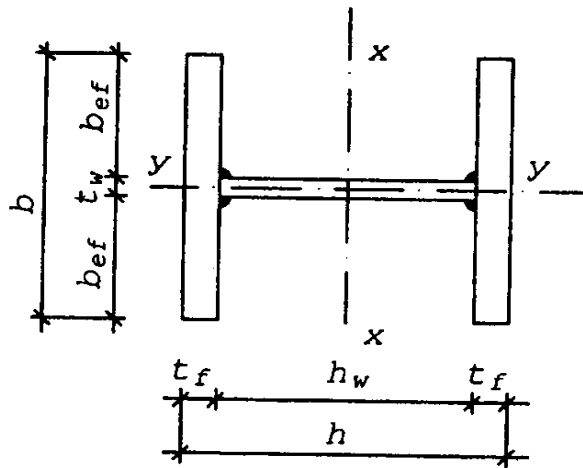


Рис. 5.11 – Розрахунковий переріз двотаврової колони

Найчастіше колону приймають защемленою у фундаменті та шарнірно з'єднаною з конструкціями перекриття. При шарнірному кріпленні обох кінців передбачають зв'язки, які забезпечували б незмінність положення колони.

Знаючи потрібні значення площі та радіусів інерції перерізу, за сортаментом знаходять номер прокатного широко полицьового двотавра чи іншого профілю. Коли ж наявні у сортаменті профілі недостатні, переходять до складених перерізів. При цьому додатково обчислюють найменші значення генеральних розмірів перерізу:

$$h = \frac{i_x}{\alpha_1}; \quad h = \frac{i_y}{\alpha_2}$$

де коефіцієнти α_1 і α_2 відображають залежність між радіусами інерції та відповідними йому генеральними розмірами перерізу.

Значення коефіцієнтів α_1 і α_2 кожного з видів перерізу змінюються у відносно вузьких межах. Так, для найпоширенішого двотаврового перерізу можна приймати $\alpha_1 = 0,43$, $\alpha_2 = 0,24$; для труб $\alpha_1 = \alpha_2 = 0,35$. Для інших профілів ці коефіцієнти приймають згідно з довідковою літературою.

За отриманими величинами A , b і h komponують переріз. Для складеного двотаврового та подібних до нього перерізів з міркувань забезпечення технологічності з'єднань приймають $h = b$ за більшою з величин.

Розміри окремих елементів перерізу b_{ef} , t_f , h_w , t_w остаточно приймають згідно з сортаментом такими, щоб забезпечити вимоги щодо місцевої стійкості. При $\bar{\lambda} = (0,8 \dots 4)$

для полицки

$$\frac{b_{ef}}{t_f} \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}};$$

для стінки

$$\frac{h_w}{t_w} \leq (0,36 + 0,8\bar{\lambda}) \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

але

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2,9 \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}},$$

де $\bar{\lambda} = \lambda \cdot \sqrt{\frac{E}{R_y}}$ – зведена гнучкість. При інших значеннях $\bar{\lambda}$ див. нормативні документи (СНиП П-23-81*). Компонуючи переріз, доцільно основну масу металу зосереджувати у полицках. Це поліпшує загальну стійкість колони.

Запроектувавши переріз, перевіряють його з урахуванням фактичних геометричних характеристик A , i_x , i_y та гнучкостей λ_x , λ_y .

Перевірка загальної стійкості описується формулою

$$\frac{N}{A} \leq \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c,$$

де φ менше зі значень φ_x чи φ_y , отриманих відповідно за λ_x чи λ_y .

За наявності у перерізі значних послаблень перевіряють також міцність колони:

$$\frac{N}{A} \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

Коли ж умови не задовольняються, переріз збільшують. Доцільно збільшувати генеральні розміри перерізу. Порівняно з нарощуванням товщини полицок і стінки при незмінних основних розмірах це сприяє економії металу.

Значні запаси стійкості та міцності свідчать про перевитрати металу і потребу зменшити переріз. Будь-яка зміна перерізу повинна завершуватися перевіркою його міцності та стійкості.

Розміри поясних швів приймають конструктивно найменшими з умови зварюваності. У колоні, яка працює на центральний стиск, усі частини перерізу напружені рівномірно і зусилля зсуву між окремими частинами перерізу відсутні. Невеликі зусилля зсуву з'являються при випадкових ексцентриситетах прикладення осової сили, деякій непрямолінійності осі колони, незначних поперечних навантаженнях. Саме тому поясні шви і приймають якнайменшими.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ

1. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1991. – 767с.
2. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції / А.Я. Барашиков. – К.: Вища школа, 1995. – 592 с.
3. Берлинов М.В. Строительные конструкции: учебник для техникумов / М.В. Берлинов, Б.А. Ягупов. – М.: Агропромиздат, 1990. – 431 с.
4. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М.: Высшая школа, 1987. – 383 с.
5. Поляков Л.П. Железобетонные конструкции: учебник / Л.П. Поляков, Е.Ф. Лысенко, Л.В. Кузнецова. – К.: Вища школа, 1984. – 351 с.
6. ДСТУ 3760-98. Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Общие технические условия. – К.: Госстандарт Украины, 1998. – 20 с.
7. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: Государственное издательство по делам строительства, 1985. – 89 с.
8. СНиП П-22-81. Каменные и армокаменные конструкции. – М., 1983. – 40 с.
9. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. – М., 1986. – 87 с.
10. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1984. – 64с.

11. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительно напряжения) // ЦНИИПромзданий, НИИЖБ. – М.: Стройиздат, 1977. – 328 с.
12. Изменение 1 к СНиП 2.03.01–84* (початок) // Будівництво України. – 1995. – №6. – с I-IV.
13. Изменение 1 к СНиП 2.03.01–84* (закінчення) // Будівництво України. – 1996. – №1. – с. I-IV.
14. Рекомендации по применению арматурного проката по ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения. – К.: Госстрой Украины, 2002. – 39 с.
15. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. – К.: Минстрой Украины, 2006. – 60 с.
16. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
17. ДБН В.2.6-98:2009.
18. Артемьева И.Н. Алюминий в строительстве / И.Н. Артемьева. – Л., 1985.
19. Беленя Е.И. Предварительно напряженные несущие металлические конструкции / Е.И. Беленя. – М., 1975.
20. Байков В.Н. Железобетонные конструкции / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – М.: Стройиздат, 1985.
21. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції / А.Я. Барашиков. – К.: Вища школа, 1995.
22. Васильев В.А. Металлические конструкции / В.А. Васильев. – М., 1976.
23. Железобетонные конструкции / под ред. Л.П. Полякова, Е.Ф. Лысенко и Л.В. Кузнецова. – К.: Вища школа, 1984.
24. Клименко Ф.С. Металеві конструкції: підр. для вузів / Ф.С. Клименко, В.М. Барабаш. – Львів, 1994.
25. Лихтарников Я.М. Техничко-економічні основи проектування будівельних конструкцій / Я.М. Лихтарников. – К., 1980.
26. Лихтарников Я.М. Расчет стальных конструкций / Я.М. Лихтарников, Д.В. Ладиженский, В.М. Климов. – К., 1984.
27. Мандриков А.П. Примеры расчета металлических конструкций / А.П. Мандриков. – М., 1991.
28. Металлические конструкции / под ред. Е.И. Беленя. – М., 1986.
29. Металлические конструкции. Специальный курс / под ред. Е.И. Беленя. – М., 1976.
30. Михайлов А.М. Сварные конструкции / А.М. Михайлов. – М., 1983.
31. Проектирование металлических конструкций / В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов, А.В. Сильвестров. – Л., 1990.
32. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения). – М.: Стройиздат, 1977. – 328 – 30 с.
33. Сахновский И.М. Легкие конструкции стальных каркасов зданий и сооружений / Сахновский И.М.. – К., 1984.
34. Сахновский К.В. Железобетонные конструкции / К.В. Сахновский. – М.: Госстройиздат, 1959.
35. СНиП II.24-74. Алюминиевые конструкции. Нормы проектирования. – М., 1975.
36. СНиП II.23-81. Стальные конструкции. Нормы проектирования. – М., 1988.
37. СНиП 2.03.П-85. Защита строительных конструкций от коррозии. – М., 1986.
38. Справочник конструктора металлических конструкций / В.Т. Васильченко, А.Н. Рутман, Е.П. Лукьяненко. – К., 1990.
39. Стороженко Л.И. Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А.В. Семко, В.Л. Ефименко. – К., 1997.
40. Тахтамышев А.Г. Примеры расчета стальных конструкций / А.Г. Тахтамышев. – М., 1987.
41. Якубовский Б.В. Железобетонные и бетонные конструкции: учебник для строит. вузов / Б.В. Якубовский. – М.: Высшая школа, 1972.

Навчальне видання

ПУСТОВОЙТОВА Оксана Михайлівна
ШАПОВАЛОВ Олександр Микитович
РАПІНА Костянтин Олексійович
СІРОМЕНКО Ганна Миколаївна

**ТЕКСТИ ЛЕКЦІЙ
З ДИСЦИПЛІНИ**

«АРХІТЕКТУРА ТА БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для студентів 3 курсу денної та заочної форм навчання за
напрямом підготовки 6.060103 – Гідротехніка (водні ресурси))*

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*

За авторською редакцією

Комп'ютерне верстання *К. А. Алексанян*

План 2012, поз. 7Л

Підп. до друку 07.12.2012

Друк на ризографі.

Зам. №

Формат 60 x 84/16

Ум. друк. арк. 3,7

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач:

Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4064 від 12.05.2011р.